DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM

ZLATIBOR - ČIGOTA
24-26. SEPTEMBAR

2008.

SIMPOZIJUM 2008

U SARADNJI SA:

GRAĐEVINSKIM FAKULTETOM UNIVERZITETA U BEOGRADU

INŽENJERSKOM KOMOROM SRBIJE

MINISTARSTVOM ZA NAUKU REPUBLIKE SRBIJE

ZBORNIK RADOVA

DENEZA M

ŠIRBEGOVIĆ grupa

ENERGOPROJEKT

GRAĐEVINSKO PREDUZEĆE

KELLER

MAŠINOPROJEKT COPRING

CIP - Каталогизација у публикацији
Народна библиотека Србије, Београд

69(082)
624(082)

ДРУШТВО грађевинских конструктера Србије. Симпозијум (2008 ; Златибор)
Zbornik radova / DGKS [Društvo građevinskih konstruktera Srbije], simpozijum, Zlatibor, 24-26. septembar, 2008. ; [urednici Dejan Bajić, Snežana Marinković]. - Beograd : Društvo građevinskih konstruktera Srbije : Grafički centar, 2008 (Beograd : Grafički centar). - 726 str. : ilustr. ; 24 cm

Radovi na srp. i engl. jeziku. - Tiraž 350. - Bibliografija uz većinu radova. - Summaries.

ISBN 978-86-85073-04-5 (GC)

a) Грађевинарство - Зборници
COBISS.SR-ID 151127564

Izdavač:	**Društvo građevinskih konstruktera** Beograd, Bulevar kralja Aleksandra 73/I **DC Grafički centar d.o.o.** Beograd, Bulevar vojvode Bojovića 4
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 2008.

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.
doc. 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
INŽENJERSKA KOMORA SRBIJE, Beograd
MINISTARSTVO ZA NAUKU REPUBLIKE SRBIJE

SPONZORI SIMPOZIJUMA:

DIJAMANTSKI

ŠIRBEGOVIĆ Grupa - G.M.T. doo, Beograd
ENERGOPROJEKT HOLDING, Novi Beograd
DENEZA M, Beograd
GRADING, Paraćin

ZLATNI

MAŠINOPROJEKT KOPRING, Beograd
KELLER COMPANY, Beograd
PUTEVI AD UŽICE, Užice

SREBRNI

PIRAMIDA, Beograd
MAPEI - Predstavništvo Beograd, Beograd
XELLA Srbija, Vreoci
ADING d.o.o., Novi Beograd
RUUKKI - Predstavništvo Beograd, Beograd
FOCUS COMPUTERS, Beograd
POTISJE KANJIŽA AD, Kanjiža

SADRŽAJ

PRIZNANJA

1	PRIZNANJE ZA ŽIVOTNO DELO U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU PROF. DR MIHAILU MURAVLJOVU	3
2	*Nikola Hajdin i Bratislav Stipanić* PROJEKAT DRUMSKOG MOSTA PREKO REKE VISLE U PLOCKU - IZVEDENO STANJE	11
3	*Slobodan Cvetkovic, Stanislav Kolundzija, Branislav Kolundzija* PUENTE DUARTE REHABILITATION PROJECT IN SANTO DOMINGO	27
4	*Dragan Kostić* PRILOG REŠENJU PROBLEMA STABILNOSTI DVOPOJASNIH LANČANIČNIH SISTEMA	53

UVODNA IZLAGANJA

5	*Milenko Pržulj* VIADUKTI I MOSTOVI NA AUTOPUTEVIMA	67
6	*Aleksandar Pakvor* AKTIVNOSTI NA UVOĐENJU U NAŠOJ ZEMLJI EVROKODOVA ZA KONSTRUKCIJE	97
7	*Snežana Marinković* PROJEKTOVANJE BETONSKIH KONSTRUKCIJA S OBZIROM NA NJIHOV UTICAJ NA ŽIVOTNU SREDINU	111
8	*Miloš Lazović* NEKI PROBLEMI PROJEKTOVANJA I IZVOĐENJA DUBOKIH TEMELJNIH JAMA	125

9	*Milenija Marušić, Darko Marušić, Dejan Bajić* PRIKAZ OBJEKTA METALS BANKE U NOVOM SADU	137
10	*Vlastimir Radonjanin, Mirjana Malešev* SANACIJA BETONSKIH KONSTRUKCIJA U SVETLU NOVIH EVROPSKIH STANDARDA	147
11	*Boško Stevanović, Čedo Andrić, Ivan Glišović, Krstan Laketić* KONSTRUKCIJE OD LEPLJENOG LAMELIRANOG DRVETA U SRBIJI DANAS	159

SAOPŠTENJA

12	*Dragomir Lukić, Zdenko Hriberšek, Željko Ličina, Saša Mićić, Zoran Luković, Slavica Bjelica, Tatjana Stanić* IZGRADNJA DRUMSKOG MOSTA PREKO REKE TISE U ADI	177
13	*Dragomir Lukić, Zoran Luković, Slavica Bjelica, Vladimir Novaković* IZGRADNJA DRUMSKOG MOSTA PREKO REKE SAVE KOD SREMSKE RAČE NA PUTU M18 SREMSKA RAČA - BIJELJINA	183
14	*Duško Bobera* PROJEKTOVANJE I IZVOĐENJE MOSTA »RAKONJE«, BIJELO POLJE CRNA GORA	189
15	*Goran Tadić* TIPIČNI A.B. I PREDNAPREGNUTI GREDNI MOSTOVI NA NOVIM AUTOPUTEVIMA SLOVENIJE I IRSKE	195
16	*Damir Peco, Milena Jakovljević, Marija Tokić, Stevan Šijan* PROJEKAT PRILAZNIH KONSTRUKCIJA ZA MOST PREKO REKE SAVE - PRVA FAZA UMP-A	201
17	*Siniša Mihajlović* NOVOPROJEKTOVANI ŽELEZNIČKI MOST PREKO VELIKE MORAVE	207
18	*Miško Gunjača* MOST SA KOSIM ZATEGAMA PREKO REKE TISE U MESTU ADA	213

19	*Željko Radovanović* SREDNJE TEMPERATURE U MOSTOVIMA DEFINISANE NA OSNOVU MJERENJA NA REALNOM MODELU	219
20	*Ljiljana Arsić-Paljić, Jefto Terzović* PRIKAZ KONSTRUKCIJE SPORTSKOG CENTRA U KUVAJTU	225
21	*Šerif Dunica, Aleksandar Bojović, Branislav Životić* PROJEKT KONSTRUKCIJE NOVOG AVALSKOG TORNJA	231
22	*Zoran Mišković, Goran Milovanović, Branislav Životić, Ljiljana Mišković* SISTEM ZA MONITORING OBNOVLJENOG TV TORNJA »AVALA«	237
23	*Miloš Debeljković* MONTAŽA ČELIČNE KROVNE KONSTRUKCIJE SILOSA KLINKERA CEMENTARE HOLCIM	243
24	*Drago ostojić, Branko Milosavljević, Miodrag Stojanović* KONSTRUKCIJA KROVNE LJUSKE GLAVNOG ISPRAĆAJNOG OBJEKTA NA GROBLJU »ORLOVAČA«	249
25	*Boris Gligić, Drago Ostojić, Branko Milosavljević, Miodrag Stojanović, Mirko Jovanović* PROJEKTOVANJE I IZGRADNJA KONSTRUKCIJE SPORTSKE DVORANE U KAZANJU U RUSKOJ FEDERACIJI	255
26	*Žikica Tekić, Saša Đorđević, Jefto Terzović* KROVNA DRVENA KONSTRUKCIJA VIŠENAMENSKE SPORTSKE DVORANE U PANČEVU	261
27	*Predrag Mišković, Vitomir Lalović* IZGRADNJA POSLOVNIH CENTARA U BLOKOVIMA 26, 20 I 11A NA NOVOM BEOGRADU	267
28	*Miloš Lazović, Biljana Canić* IZGRADNJA OBJEKTA »ZIRA CENTAR« U BEOGRADU METODOM »TOP DOWN«	277
29	*Vanja Alendar, Snežana Marinković, Zlatko Marković, Dragan Buđevac, Milan Spremić, Veljko Koković, Ivan Ignjatović, Marko Pavlović* PROJEKTOVANJE I GRAĐENJE KONSTRUKCIJE OBJEKTA TRŽNOG CENTRA DELTA CITY U BEOGRADU	283

30	*Dragoslav Stojić, Radovan Cvetković* KONSTRUKCIJA OD LEPLJENOG LAMELIRANOG DRVETA SPORTSKE HALE U BOSILEGRADU	291
31	*Srđan Kisin, Katarina Janković, Nebojša Ravić, Ognjen Kisin* KONSTRUKCIJA PROIZVODNO-POSLOVNOG OBJEKTA »VALMAN« U SMEDEREVU	297
32	*Aleksandar Bojović, Novak Velović* PROJEKT SANACIJE ČELIČNE KONSTRUKCIJE MOSTA GAZELA U BEOGRADU	303
33	*Katarina Nešić, Nenad Jakovljević* SANACIJA KONSTRUKCIJA KXIII, KXIV U OKVIRU PROJEKTA SANACIJE MOSTA GAZELA	309
34	*Ivanka Jonić, Nenad Jakovljević* OPŠTI PREGLED PROJEKTA SANACIJE PRILAZNIH KONSTRUKCIJA MOSTU GAZELA U BEOGRADU	315
35	*Milena Milićević, Ivanka Jonić* SANACIJA KONSTRUKCIJE KXXII NA SAOBRAĆAJNOM ČVORU »MOSTAR«	323
36	*Andraž Nedog, Nenad Cvetković, Vladimir Dimitrijević* SANACIJA MOSTA KRK	329
37	*Srđan Kisin, Katarina Janković, Nebojša Ravić* SANACIJA STUBOVA HALE LIVNICE RADIJATORA U ZRENJANINU NAKON POŽARA	333
38	*Vladimir Ostojić, Jovan Jović* ZAMENA PENDELA NEOPRENSKIM LEŽIŠTIMA NA MOSTU PREKO DUNAVA KOD BEŠKE	339
39	*Vladimir Ostojić, Zorica Đurović Kocić* REHABILITACIJA DRUMSKOG MOSTA PREKO BOSUTA	345
40	*Saša Đorđević, Žikica Tekić* IDEJNI KONSTRUKTIVNO-STATIČKI PROJEKAT SANACIJE I REKONSTRUKCIJE ČELIČNE KONSTRUKCIJE ZATVORENOG BAZENA	351

41	*Slobodan Ranković, Radomir Folić, Dragana Glavardanov* POJAČAVANJE AB GREDA FRP MATERIJALIMA LEPLJENJEM NA POVRŠINI I ARMIRANJEM UNUTAR PRESEKA	357
42	*Mirjana Malešev, Vlastimir Radonjanin, Radomir Folić, Ivan Lukić* KARAKTERISTIČNA OŠTEĆENJA AB KONSTRUKCIJA ZAHVAĆENIH POŽAROM	365
43	*Milinko Vasić, Mitar Đogo* NAKNADNA SLEGANJA I SANACIJA NOVE ZGRADE FAKULTETA U SREMSKOJ KAMENICI	373
44	*Tomislav Janković, Slobodan Nedeljković, Radomir Milenković* KATEGORIZACIJA U NISKOGRADNJI, ZEMLJOTRESNI ASPEKT	379
45	*Slobodan Nedeljković, Vladeta Vujanić, Milovan Jotić* ZEMLJOTRESNI HAZARD I EVROKOD EC8, NEKI ASPEKTI	385
46	*Aleksandra Radujković, Andrija Rašeta, Đorđe Lađinović* SEIZMIČKA ANALIZA AB OKVIRNE KONSTRUKCIJE PRIMENOM NELINEARNE METODE N2	391
47	*Vicko Letica* TEMPERATURNO-TOPLOTNI EFEKTI ZA BRANU PROJEKTOVANU OD RCC	399
48	*Slobodan Cvetković* UPAVLJANJE RIZIKOM U GRAĐEVINARSTVU	405
49	*Nenad Pecić, Nataša Stojanović-Pavelić* UGIB NOSAČA OD BETONA VISOKIH ČVRSTOĆA	415
50	*Radmila Sinđić-Grebović* ANALIZA NAPONA SMICANJA KOD GREDA OD BETONA VISOKE I NORMALNE ČVRSTOĆE	423
51	*Bojan Aranđelović* PREDNAPREZANJE GEOTEHNIČKIH SIDARA NA OBILAZNICI OKO BEOGRADA - SEKTOR 4	429
52	*Ana Spasojević, Marija Spasojević Šurdilović* MIKROARMIRANI BETON ULTRA VISOKIH PERFORMANSI: KARAKTERISTIKE I MOGUĆNOSTI PRIMENA U GRAĐEVINSKIM KONSTRUKCIJAMA	433

53	*Nemanja Ćalić*	439
	SAVREMENA PRAKSA NAKNADNOG PREDNAPREZANJA U ZEMLJAMA BLISKOG ISTOKA	
54	*Snežana Mašović*	447
	PRERASPODELA UTICAJA U BETONSKIM KONSTRUKCIJAMA PRI PROMENI STATIČKOG SISTEMA	
55	*Borjan Popović*	453
	GRANIČNO STANJE ŠIRINE PRSLINA ARMIRANOBETONSKE PRSTENASTE TEMELJNE GREDE	
56	*Anja Terzić, Ljubica Pavlović, Dragica Jevtić*	459
	METODE ISPITIVANJA MIKROSTRUKTURE KONSTRUKCIONIH BETONA	
57	*Ivan Ignjatović, Snežana Marinković*	465
	PONAŠANJE PRI SAVIJANJU GREDA OD BETONA NA BAZI RECIKLIRANOG AGREGATA	
58	*Svetlana Rakić-Mihailović, Mihailo Jokanović, Branko Mitrović*	473
	ISTRAŽNI RADOVI NA OŠTEĆENIM ARMIRANO-BETONSKIM KROVNIM KORUBAMA	
59	*Vladislav Skoko, Ljiljana Jezdić-Filipović*	479
	PRIKAZ PRORAČUNA SLAPIŠTA NA BRANI BASARA	
60	*Vicko Letica, Petar Anagnosti, Ljiljana Jezdić Filipović*	485
	PRIKAZ PRORAČUNA BETONSKE DIJAFRAGME U NASUTOM DELU BRANE BASARA	
61	*Vicko Letica, Ivana Grublješić*	491
	ANALIZA PROSTORNE STABILNOSTI BRANE BASSARA U IRAKU	
62	*Vicko Letica, Aleksandar Milošević*	497
	TIME HISTORY DINAMIČKA ANALIZA VODOZAHVATNA KULA - BRANA BASSARA, IRAK	
63	*Stojana Zlatković*	503
	IZGRADNJA HIDROTEHNIČKOG ČVORA »JULINO BRDO«	

64 *Jasmina Miletin* 509

TEHNOEKONOMSKA ANALIZA VARIJANTNIH REŠENJA KOLETORA - INTERCEPTORA UŠĆE - VELIKO SELO

65 *Dušica Veljković, Dragana Rajić, Jelena Radosavljević* 515

MOGUĆNOSTI PRIMENE MLAZNOG INJEKTIRANJA PRI IZGRADNJI OBJEKATA VODOVODA I KANALIZACIJE

66 *Marjan Levajkovski, mirjana Dalanović, Goce Prangovski* 521

ELABORAT ZA PRETHODNI ISTRAŽNI RAD ZA BETONE ZA OBJEKAT HEC »SVETA PETKA«

67 *Zlatko Zafirovski, Darko Moslavac, Milorad Jovanovski* 529

DIMENZIONISANJE FINALNE BETONSKE OBLOGE TUNELA KRASTA

68 *Milovan Kršikapa* 537

MASOVNA VERTIKALNA I HORIZONTALNA GRADNJA - VISOKOSERIJSKA PROIZVODNJA KUĆA I JAVNIH OBJEKATA

69 *Goran Petrović, Predrag Napijalo* 545

REVITALIZACIJA IMS TEHNOLOGIJE GRAĐENJA U OSIJEKU

70 *Milenko Milinković* 551

PREFABRIKACIJA FEROCEMENTNIH ELEMENATA I IZGRADNJA FEROCEMENTNIH HALA

71 *Milenko Milinković* 557

SOLARNA KUĆA - ENERGETSKA EFIKASNOST

72 *Milovan Kršikapa* 563

AEDES SISTEM - VISOKOSERIJSKA PROIZVODNJA SAMONOSEĆIH PANELA I OSTALIH GRADIVNIH ELEMENATA POTREBNIH ZA MASOVNU GRADNJU

73 *Milan Dević, Snežana Isaković* 571

EKOLOŠKA GRADNJA, BIONIČKI KREATIVNI INŽENJERING I SIMPROLIT SISTEM

74 *Milan Dević, Snežana Isaković* 579

SVOJSTVA I PRIMENA SIMPROLIT SISTEMA

75	*Dragan Veličković*	587
	PRILOG PRORAČUNU VEZA POD UGLOM SA KONTINUITET LAMELAMA U ZATEGNUTOJ I PRITISNUTOJ ZONI	
76	*Nenad Marković*	595
	NOVA ISTRAŽIVANJA LOKALNOG OPTEREĆENJA LIMENIH NOSAČA	
77	*Srđan Ranđelović, Biljana Deretić-Stojanović*	601
	ANALIZA NOSIVOSTI SPREGNUTIH STUBOVA OD ČELIČNIH OKRUGLIH CEVI ISPUNJENIH BETONOM	
78	*Jelena Dobrić, Dragan Buđevac, Marko Pavlović*	607
	SPECIFIČNOSTI PRORAČUNA NOSIVOSTI I STABILNOSTI ELEMENATA OD L PROFILA PREMA EN 1993-1-1:2005	
79	*Marko Pavlović, Dragan Buđevac, Jelena Dobrić*	613
	KOMPARATIVNA ANALIZA NOSIVOSTI U PROFILA NA BOČNO-TORZIONO IZVIJANJE	
80	*Nenad Fric, Zlatko Marković, Milan Spremić*	619
	OPŠTA METODA ZA PRORAČUN BOČNOG I TORZIONOG IZVIJANJA ELEMENATA ČELIČNIH KONSTRUKCIJA	
81	*Milan Spremić, Zlatko marković, Nenad Fric*	625
	UPOREDNA ANALIZA PRORAČUNA EKSCENTRIČNO PRITISNUTIH ELEMENATA PREMA EVROKODU 3 I JUS-U	
82	*Biljana Šćepanović, Duško Lučić, Srđa Aleksić*	631
	EKSPERIMENTALNO ISTRAŽIVANJE »EKSCENTRO 2007«	
83	*Boško Stevanović, Ivan Glišović*	637
	PRIRODA VIBRACIJA DRVENIH TAVANICA IZAZVANIH LJUDSKIM KRETANJEM	
84	*Robert Gotić, Ivan Gotić*	643
	TEMELJENJE GRAĐEVINA NA POBOLJŠANOM TLU	
85	*Mira Petronijević, Andrija Rašeta, Đorđe Lađinović*	649
	DINAMIČKA INTERAKCIJA TLA I KONSTRUKCIJE OKVIRNIH ARMIRANOBETONSKIH ZGRADA	

86	*Zdenka Popović, Leposava Puzavac* EVROPSKI STANDARDI INTEROPERABILNOSTI I PRISTUPAČNOST ZA ŽELEZNIČKU INFRASTRUKTURU	659
87	*Mihailo Muravljov, Dragica Jevtić, Dimitrije Zakić, Aleksandar Savić, Dragan gavrilović* MOGUĆNOSTI PRIMENE CFRP SISTEMA »SIKA« ZA OJAČANJE I SANACIJU BETONSKIH KONSTRUKCIJA	665
88	*Gordana Topličić-Ćurčić, Zoran Grdić* UTICAJ RAZLIČITIH VRSTA DROBLJENIH MINERALNIH AGREGATA NA ČVRSTOĆU PRI PRITISKU BETONA MERENU SKLEROMETROM	673
89	*Valentina Žileska-Pančovska, Meri Cvetkovska* PROJEKTNI MENADŽERI U GRAĐEVINARSTVU I PROCES LICENCIRANJA U REPUBLICI MAKEDONIJI	679
90	*Tatjana Kočetov Mišulić, Marija Vujaković* EVROPSKA INFRASTRUKTURA KVALITETA, SERTIFIKACIJA PROIZVODA I CE ZNAK U GRADJEVINARSTVU	685
91	*Zoran Popović, Vladimir Popović* SERTIFIKACIJA SISTEMA PREDNAPREZANJA U SKLADU SA EVROPSKIM TEHNIČKIM STANDARDIMA	691
92	*Nenad Mišković* OBNOVA GLAVNOG TERENA STADIONA F.K. »CRVENA ZVEZDA«	697
93	*Dragan Lukić, Aleksandar Prokić, Ljiljana Tadić* HOEK-BROWN-OV KRITERIJUM LOMA	703
94	*Goran Markovski* INFLUENCE OF HISTORY OF LOADING ON THE ULTIMATE BEARING CAPACITY OF PRESTRESSED CONCRETE MEMBERS	713
95	*Biserka Dimiskovska, Tomislav J. Petrovski* METODE I TEHNOLOGIJA ODLAGANJA OTPADA	719

DOBITNICI PRIZNANJA DGKS
ZA ŽIVOTNO DELO
U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU
U 2008. GODINI

PRIZNANJE ZA ŽIVOTNO DELO U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU PROF. DR MIHAILU MURAVLJOVU

Prof. dr Mihailo Muravljov, diplomirani inženjer građevinarstva, je nesumnjivo jedan od naših najistaknutijih konstruktera u oblasti projektovanja najrazličitijih vrsta građevinskih konstrukcija. Tu se u prvom redu radi o konstrukcijama od armiranog i prednapregnutog betona, kao i o zidanim konstrukcijama, ali se nikako ne sme se izgubiti iz vida činjenica da je prof. Muravljov i inženjer koji u našoj sredini spada u sam vrh inženjera-konstruktera i naučnika u oblasti građevinskih materijala. Šta više, može se bez ikakvog zazora reći da on sam predstavlja taj vrh.

S obzirom na vreme u kome je delovao i još uvek deluju, takođe se može reći da prof. Muravljov pripada plejadi onih građevinskih inženjera-konstruktera čiji rad u struci i nauci pada u razmeđe dve epohe - epohe tradicionalnog i epohe modernog - na kompjuterskim tehnikama zasnovanog graditeljstva. Radeći u tom vremenu, a sintetizujući pozitivne tekovine i jedne i druge epohe, profesor Muravljov je ostvario izuzetne domete na polju konstrukterstva, čime je sasvim opravdano postao ime za pamćenje u graditeljskoj struci i nauci.

Prof. dr Mihailo Muravljov rođen je 1937. godine u Zrenjaninu, a na Građevinskom fakultetu u Beogradu diplomirao je 1960. godine. Po diplomiranju je radio u građevinskim preduzećima "Tunelogradnja" - Beograd i "Rudar" - Tuzla, kao i

u Institutu za rudarska i hemijsko-tehnološka istraživanja - Tuzla i Institutu za ispitivanje materijala Republike Srbije (IMS) - Beograd. Stručni ispit je položio 1964. godine.

Magistrirao je 1968. godine na Građevinskom fakultetu u Beogradu, a doktorsku disertaciju na istom fakultetu odbranio je 1975. godine. Na Fakultet je došao 01.01.1981. godine iz Instituta za ispitivanje materijala IMS kao već afirmisan stručnjak i naučni radnik i odmah bio biran u zvanje vanrednog profesora za predmet Građevinski materijali. U zvanje redovnog profesora izabran je 1988. godine. Na redovnoj nastavi, osim osnovnog predmeta Građevinski materijali, držao je i nastavu iz predmeta Građevinski materijali 2, Tehnologija betona, Zgradarstvo 2 i Ispitivanje konstrukcija, dok je na poslediplomskoj nastavi predavao Reologiju građevinskih materijala, Izabrana poglavlja tehnologije betona i betonskih konstrukcija i Lake betone. Učestvovao je u poslediplomskoj nastavi i na fakultetima u Sarajevu i Skoplju.

Osim nastave na matičnom fakultetu, držao je nastavu na redovnim studijama i na fakultetima u Novom Sadu, Podgorici, Nišu i Prištini (Kosovskoj Mitrovici). Mentor je većeg broja magistarskih radova i 14 doktorskih disertacija. Prof. Muravljov je bio i član mnogih komisija za magistarske i doktorske teze na beogradskom i drugim univerzitetima, kao i član komisija za izbor u nastavna i naučna zvanja (Zagreb, Novi Sad, Subotica, Niš, Podgorica, Priština). Kao profesor Fakulteta, u jednom periodu je radio i kao naučni savetnik u Institutu za ispitivanje materijala IMS.

Penzionisan je 2003. godine, ali je nakon toga i dalje "radno" prisutan u našoj sredini, pretežno kao konsultant na visokostručnim poslovima konstrukterskog karaktera koji zahtevaju visok stepen znanja i iskustva.

U nastavi iz predmeta koje je predavao prof. Muravljov je studentima, osim elementarnih znanja, izlagao i sadržaje zasnovane na svom bogatm praktičnom i naučno-istraživačkom opusu, dajući im time dragocena znanja koja mogu da im budu od neposredne koristi u budućem profesionalnom radu. O tome veoma rečito govori i bogata udžbenička literatura prof. Muravljova, koji je shvatajući na pravi način mesto i ulogu univerzitetskog nastavnika, praktično iz svih predmeta koje je predavao, sam ili kao koautor, štampao neophodne knjige - udžbenike, zbirke zadataka i praktikume za vežbanja. Najveći broj njegove udžbeničke literature do sada je doživeo nekoliko izdanja.

Kao autor ili koautor javlja se u 24 knjige, u oko 250 naučnih radova (od toga 35 publikovanih u inostranim časopisima, odnosno saopštenih na međunarodnim skupovima) i u više od 200 stručnih radova. Rukovodio je i izradom 12 studija и 4 naučna projekta. Bio je član komisije UNESKA za praćenje realizacije radova na obnovi Starog mosta i istorijskih spomenika oko tog objekta u Mostaru. Učestvovao je

u radu većeg broja komisija za izradu tehničke regulative - standarda, pravilnika podzakonskih akata i dr.

Stručni rad profesora Muravljova čini i oko 100 vrlo značajnih projekata i veliki broj studija, ekspertiza, recenzija, tehničkih rešenja i slično.

Član je Saveza građevinskih inženjera i tehničara Srbije, Društva građevinskih konstruktera Srbije i predsednik Društva za ispitivanje i istraživanje materijala (DIMK) Srbije. Član je Komisije za polaganje stručnih ispita Saveza građevinskih inženjera i tehničara Srbije. Glavni i odgovorni urednik je publikacije "Građevinski kalendar". Učestvovao je u radu većeg broja komisija za izradu tehničke regulative - standarda, pravilnika, podzakonskih akata i dr.

Prof. dr Mihailo Muravljov je nosilac povelje počasnog člana Saveza građevinskih inženjera i tehničara Srbije i Jugoslavije, povelje JUDIMK, kao i drugih društvenih priznanja. Bio je član RILEM-a, jedne od komisija Evropskog komiteta za beton, urednik časopisa "Naše građevinarstvo" i član komisije za polaganje stručnih ispita SGIT Srbije. U periodu od 1984. do 1986. bio je upravnik Instituta za materijale i konstrukcije Građevinskog fakulteta. Od 1991. do 1998. i od 2001. do odlaska u penziju bio je Šef Katedre za materijale i konstrukcije i predsednik Veća Odseka za konstrukcije Građevinskog fakulteta. Zbog velikih doprinosa na stručnom planu, jedan je od nosilaca tzv. "nulte licence" Inženjerske komore Srbije.

U svom naučno-istraživačkom i stručnom radu prof. dr Mihailo Muravljov se prevashodno bavio problematikom građevinskih materijala, tehnologije betona i građevinskog konstrukterstva, naročito konstrukcijama od prednapregnutog betona, zidanim konstrukcijama, snacijama i ojačanjima konstrukcija.

Kao što se vidi, oblast profesionalnog delovanja prof. Mihaila Muravljova je, dakle, izuzetno široka i ona u sklopu građevinskog konstrukterstva obuhvata discipline materijala, konstrukcija (u užem smislu reči) i tehnologije građenja. Profesor Muravljov je jedan od retkih u nas koji su u potpunosti shavatili suštinu organske povezanosti materijala i konstrukcija, ali isto tako i nužnost kombinovanja teorijskog i eksperimentalniog postupka. Šta više, on je, rešavajući najsloženije probleme istraživačkog i stručnog karaktera u oblasti graditeljstva, svoja rešenja uvek zasnivao na logičnoj i neraskidivoj trijadi *materijal-konstrukcija-tehnologija realizacije (izvođenja).*

Od ostvarenja profesora Muravljova, prevashodno relevantnih za sagledavanje njegovog opusa u užoj oblasti građevinskog konstrukterstva, ovde se navode njegovi realizovani projekti: most preko Dunava kod Beške (prvi saradnik projektanta prof. B. Žeželja), sanacija istog mosta oštećenog bombardovanjem od strane NATO avijacije

(nosilac idejnog rešenja i konsultant pri izradi projekta), mostovi preko Neretve u Mostaru i Čapljini, most preko kanala Dunav-BFC, viseći most preko Ibra u Mataruškoj Banji, most preko reke Željeznice u Srpskom Sarajevu, više objekata u montažnom skeletnom sistemu IMS, sanacija dela hotelskog kompleksa "Bečići" posle zemljotresa u Crnoj Gori, sanacija konstrukcije "Južne obale" i "Južnog gata" brodogradilišta u Bijeloj, projekat konstrukcije zgrade Jugoslovenskog dramskog pozorišta u Beogradu, sanacija većeg broja objekata u Rafineriji nafte Pančevo. Mnoge od svojih aktivnosti na tom polju profesor Muravljov je objavio u stručnoj periodici i izložio na stručnim skupovima, pa je na taj način svoja dostignuća učinio dostupnim široj stručnoj javnosti i time omogućio reproduktivnost mnogih od svojih uspešnih rešenja.

Prof. Mihailo Muravljov je dao evidentne doprinose čitavom nizu oblasti koje su od fundamentalnog, ali isto tako i od praktičnog značaja za građevinarstvo u oblasti konstrukterstva. Na području teorije i prakse konstrukcija od prednapregnutog betona, prvi je u našoj sredini, ali sa dometima koji nesumnjivo prevazilaze okvire domaće nauke, teorijski, numerički i eksperimentalno istraživao reološke fenomene u oblasti armiranobetonskih i prednapregnutih konstrukcija izloženih naprezanjima na tzv. ograničenu torziju. Pored toga, on je u oblasti prednapregnutih konstrukcija došao i do niza originalnih rešenja koja se odnose na promenu sile prednaprezanja u toku vremena u zavisnosti od reoloških karakteristika betona.

U oblasti zidanih konstrukcija, na osnovama savremene filozofije građevinskog konstrukterstva - filozofije graničnih stanja - prof. Muravljov je formulisao niz rešenja koja se odnose na nearmirane i armirane zidane elemente, kao i rešenja koja su od značaja sa aspekta aseizmičnosti zidanih objekata.

Na polju sprezanja različitih materijala radi njihove primene u okviru jedinstvenih konstrukcijskih elemenata i sistema istraživao je mogućnost primene postupka lepljenja pomoću epoksidnih smola. U vezi sa tim, a na bazi teorijskog i eksperimentalnog pristupa, došao je do rezultata koji omogućavaju ojačavanje betonskih и drugih konstrukcija lepljenjem dodatnih čeličnih limova i drugih trakastih materijala - traka na bazi karbonskih vlakna, staklenih vlakna, kevlara itd.

Na području rekonstrukcija, adaptacija i sanacija objekata, koje sintetizuje aspekte konstrukcija, materijala i tehnologija, prof. Muravljov je istraživao i dao rešenja za mnoge aktuelne probleme kao što su: promena konstrukcijskog sistema, ojačanje primenom postupka lepljenja dodatnih nosećih elemenata, injektiranje prslina i pukotina, reparatura površinskih i dubinskih zona oštećenih elemenata itd. Najveći broj navedenih poblema rešavan je kombinovanjem teorijskog i eksperimentalnog postupka

Kao što se može zaključiti iz rečenog, oblast nastavnog, naučno-istraživačkog i stručnog rada prof. Muravljova je područje građevinskog konstruktera u najširem smislu reči, ali vezano za aspekte primenjenih materijala. Njegov rad na tom polju je veoma raznovrstan i sastoji se od više markantnih celina, pri čemu je bitna karakteristika svake od tih celina razmatranje i rešavanje problema na liniji organske povezanosti materijala i konstrukcija koje se realizuju na bazi konkretnih materijala. U vezi sa tim on se kod nas smatra začetnikom i utemeljivačem tzv. strukturalističkog koncepta u oblasti građevinskih materijala koji podrazumeva postojanje logične trijade struktura-tehnologija-svojstva. Na toj osnovi je istraživao i dao značajne doprinose područjima betona visokih čvrstoća, betona i maltera modifikovanih polimerima, mikroarmiranih betona i dr. i došao do rezultata koji se široko primenjuju u praksi.

Svi koji poznaju i koji su pratili profesionalne aktivnosti profesora Muravljova, a to sledi i iz svega rečenog, ne mogu a da se ne slože sa zaključkom da je on dao više nego evidentne doprinose čitavom nizu oblasti koje su od fundamentalnog, ali isto tako i od praktičnog značaja u oblasti građevinskog konstrukterstva. On je na najbolji mogući način i optimalno sintetizovao struku i nauku u toj oblasti tehnike, pa se bez preterivanja može reći da je prof. Muravljov kod nas i u današnje vreme, jedan od vrlo retkih inženjera - naučnika. Stoga se, takođe sa pravom, može reći da je on svojim radom i delima pokazao da zaslužuje najveće priznanje koje se kod nas dodeljuje u oblasti građevinskog konstrukterstva - povelju za životno delo.

DOBITNICI PRIZNANJA DGKS
ZA NAJBOLJA OSTVARENJA U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU U 2006. I 2007. GODINI

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Nikola Hajdin[1] *i Bratislav Stipanić*[2]

PROJEKAT DRUMSKOG MOSTA PREKO REKE VISLE U PLOCKU - IZVEDENO STANJE

Rezime:

U radu je prikazan projekat drumskog mosta preko reke Visle u Plocku (Poljska) kako je izveden i finalizovan. Autori rada su glavni projektanti mosta. Ukupna dužina mosta je 1.200 m; od čega je 615 m glavni deo mosta iznad korita reke Visle, 585 m je prilazni deo mosta. Glavna mostovska konstrukcija je most sa kosim kablovima (glavnog raspona 375 m i bočnih raspona po 2x60 m). Kosi kablovi su u srednjoj ravni. Piloni su obelisk tipa. Građevinski radovi su započeli u leto 2002, a most je ispitan sa probnim opterećenjem oktobra 2005. Most je pušten u saobraćaj u oktobru 2007. godine, pošto su završeni radovi na prilaznim saobraćajnicama.

Ključne reči: most sa kosim kablovima, čelična konstrukcija, projekat, izvođenje

PROJECT OF ROADWAY BRIDGE ACROSS VISTULA RIVER IN PLOCK -AS BUILT STATE

Summary:

The paper presents the project of the Roadway bridge across Vistula River in Plock (Poland) as it was built and finalized. The main designers are the paper authors. The total length of the bridge is 1.200 m; 615 m - main bridge part over the Vistula riverbed, and 585 m - access bridge part. The main bridge structure is the cable-stayed bridge consisting of: continuous bridge girder (main span of 375 m and side spans of 2x60 m), cable stays in the single plane and two obelisk-type pylons. The building works were started in summer 2002, and the bridge is tested by trial loading in October 2005. The bridge was open for traffic in October 2007, after completion of access roads.

Key words: cable-stayed bridge, steel bridge structure, design, construction

[1] Akademik, profesor, dr, dipl.inž.građ., predsednik SANU, Beograd
[2] Docent, dr, dipl.inž.građ., Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd

1 OSNOVNI PODACI O REALIZACIJI PROJEKTA

Međunarodni konkurs za projekat drumskog mosta preko reke Visle u Plocku, raspisan 1996. godine od strane Saveza inženjera mostogradnje republike Poljske, sproveden je u dva dela. Prvi deo konkursa (za idejni projekat mosta) bio je otvoren i anoniman. Tri nagrađena predloga za idejni projekat mosta izabrana su da učestvuju u drugom – finalnom delu konkursa, gde se zahtevala dalja razrada projekta sa odgovarajućom tehničko-ekonomskom analizom. Konačni izbor od tri razrađena rešenja za projekat mosta obavljen je početkom 1998. godine, kada su autori projekta Nikola Hajdin i Bratislav Stipanić, imajući podršku poljske projektantske firme Budoplan Plock i beogradskog INEX-a, proglašeni za pobednika ovog međunarodnog konkursa. U izradi projekta za konkurs u projektantskom timu su: Aleksandar Bojović, Šerif Dunica i Miloš Lazović.

Prema uslovima konkursa, prvonagrađeni projekat mosta bio je prosleđen investitoru za realizaciju. Pošto su ga eksperti investitora verifikovali, prvonagrađeni projektantski tim Budoplana bio je pozvan da pripremi glavni projekat mosta.

Projektantska firma Budoplan Plock je u leto 1998. godine sklopila ugovor sa Oblasnom direkcijom za puteve iz Varšave (za tzv. građevinsko-izvođački projekat, projekat za tender sa tehničkim specifikacijama i autorski nadzor), po kome su autori projekta (Nikola Hajdin i Bratislav Stipanić) i glavni projektanti mosta.

Građevinsko-izvođački projekat je predat krajem 1999. godine; a po njegovoj verifikaciji, dozvola za gradnju je izdata ujesen 2000. godine.

Most je ukupne dužine 1200 m (slika 1), od čega je:

- glavni deo mosta preko reke Visle, dužine 615 m – čelični most sa kosim kablovima, glavnog raspona 375 m i
- prilazni deo mosta iznad inundacije leve obale, dužine 2 x 292,5 m – spregnuti gredni most, raspona 58,5 m.

Tender za izgradnju mosta je objavljen u proleće 2002. godine, na kome je izabran poljski izvođač: konzorcijum Mosty (Lođ) i Mosty (Plock).

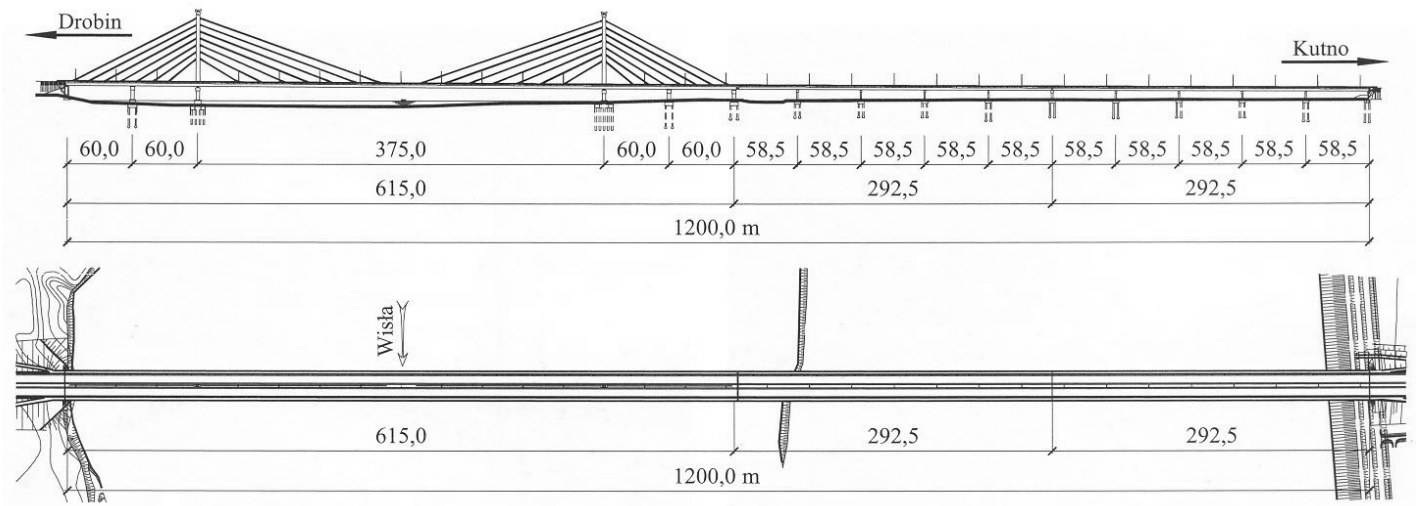
Građevinski radovi su započeli u leto 2002. godine. Izgradnja glavnog dela mosta nad rekom Vislom sa prilaznim delom mosta nad inundacijom leve obale završena je u oktobru 2005. godine, kada je most ispitan sa probnim opterećenjem.

Most je završen sa kompletiranjem prilaza na desnoj obali reke Visle, te je svečano otvoren od strane predsednika vlade Poljske i pušten u saobraćaj dana 13. oktobra 2007. godine.

U izradi projekta mosta, pored autora – glavnih projektanata mosta akademika Nikole Hajdina i Bratislava Stipanića, učestvovao je tim projektanata iz Beograda angažovanih preko Delfin Inženjeringa, Instituta tehničkih nauka SANU i INEX-a. Projektanti mostovske konstrukcije su Aleksandar Bojović i Šerif Dunica, a projektant stubova i temelja je Miloš Lazović. Izrada grafičke dokumentacije obavljena je u Delfin Inženjeringu pod rukovodstvom direktora Dimitrija Aleksića.

Celokupan projekat mosta je kompletiran od strane autora – glavnih projektanata u projektantskoj firmi Budoplan Plock (direktor projekta Jozef Krawcyzk), preko koje su isti učestvovali u izradi projekta za tender sa tehničkim specifikacijama za izgradnju mosta, a takođe obavljali i autorski nadzor pri izgradnji mosta.

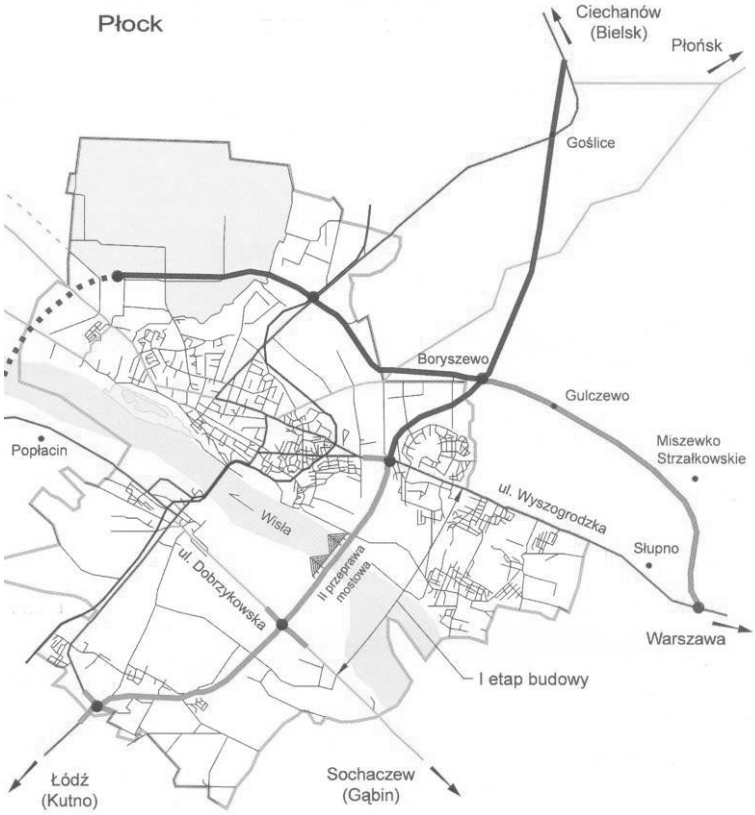
Prilagođavanje radioničkih crteža i projekta montaže tehnologiji izvođača (tzv. projekat prilagođavanja) je izradila projektantska firma Pontprojekt iz Gdanjska (projektant Krzysztof Wachalski), uz verifikaciju autora - glavnih projektanta mosta.



Slika 1 – Drumski most preko reke Visle u Plocku
a) bočni izgled
b) izgled u osnovi

2 OSNOVNI PODACI O MOSTU

Lokacija mosta je na reci Visli (km 629,35) u gradu Plocku, 120 km severozapadno od Varšave na magistralnom putnom pravcu koji vodi iz centralne Poljske ka severoistoku (slika 2).



Slika 2 – Lokacija mosta u Plocku

Most je impozantnih dimenzija koje su diktirane prirodom prepreke, tj. karakteristikama reke Visle. Reka Visla je plovna, a na mestu mosta pri velikoj poplavnoj vodi ima širinu toka 1.170 m (sa inundacijom na levoj obali), a pri srednjoj vodi širina korita je oko 540 m sa dubinom do 6 m.

U izradi tehničke dokumentacije ispoštovani svi relevantni zahtevi u pogledu: meteorološko-klimatskih faktora, topografije i geologije terena, hidraulike i hidologije, plovidbe, seizmologije, zaštite životne sredine i dr. Primenjene su relevantne poljske norme PN.

Most kao celina je ukupne dužine 1.200 m, a sastoji se iz dva dela (slika 1):

- glavnog dela mosta (iznad korita reke Visle) - mosta sa kosim kablovima, glavnog raspona 375 m i bočnih raspona od po 2 x 60 m, dužine 615 m, i
- prilaznog dela mosta (iznad inundacije leve obale) - dve mostovske konstrukcije, konstruktivnog sistema kontinualne grede, raspona od po 5 x 58,5 m, dužine 2 x 292,5 m.

Stubovi su fundirani na baterijama bušenih šipova prečnika Ø1,5m i Ø1,2 m.

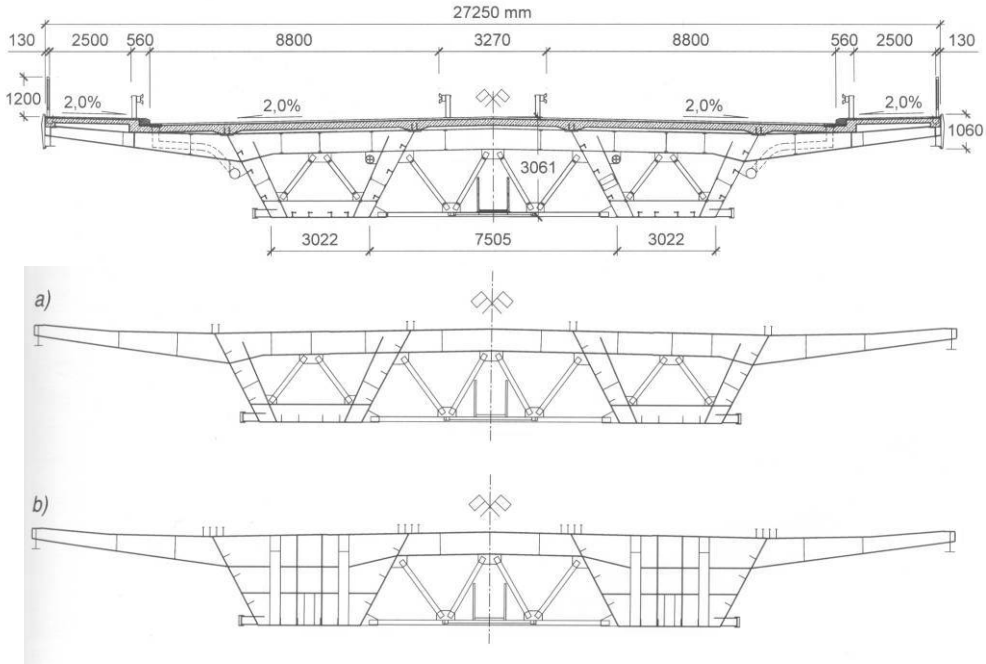
Niveleta mosta je u pravcu (bez vertikalnih i horizontalnih krivina), konstantnog podužnog nagiba od 0,5%, tj. u padu od brežuljkastog terena desne obale ka ravnom terenu leve obale.

Most, ukupne širine 27,5 m, služi za drumski saobraćaj na po dve saobraćajne trake (2x3,5 m) u oba smera a ima odvojeno pešačku i biciklističku stazu od po 2,5 m (slike 2 i 5). Shodno relevantnim poljskim normama za zahtevanu kategoriju puta, kolovoz se sastoji od dva odvojena dela širina po 8,8 m. Centralni razdelni pojas, rezervisan je za pilon i kablove, kandelabre za osvetljenje, kao i za revizione ulaze u gredu; a tu su i zaštitne ograde (krute na glavnom delu mosta).

3 PRILAZNI DEO MOSTA

Prilazni deo mosta ima dve prilazne mostovske konstrukcije - dva kontinualna nosača, dužine po 292,5 m, raspona 5 x 58,5 m, visine 3,0 m, spregnutog (čelik-beton) preseka.

Greda mosta ima dva čelična sanduka koritastog oblika, koji su spojeni sa poprečnim nosačima, na razmaku 3,9 m. Armiranobetonska ploča kolovoza (debljine 20 cm, sa vutama nad osloncima debljine 30 cm) efikasno radi u oba pravca; u podužnom pravcu oslonjena je na poprečne nosače, a u poprečnom pravcu na gornje pojaseve čeličnih sanduka i na ivične nosače. Sprezanje je sa valjkastim moždanicima sa čepom. Armiranobetonska kolovozna ploča armirana je dvostrukom armaturnom mrežom, koja je dimenzionisana i na ograničenje otvora prslina u zonama negativnih momenata savijanja kontinualnog spregnutog nosača. Kvalitet betona je B40, prema poljskim normama. U nivou donjih pojaseva sanduka u sredini je postavljen podužni spreg, iznad koga se nalazi reviziona staza.



Slika 3 – Poprečni presek grede prilaznog dela mosta
(most u polju, čelična konstrukcija u polju i iznad stuba)

Montaža grede mosta izvršena je na jarmovima u trećinama raspona (slika 4). Betoniranje kolovozne ploče je obavljeno u dve faze. Na jarmovima je izbetoniran veći deo ploče, sa izuzetkom oslonačkih zona kod stubova koji su betonirani po demontaži jarmova. Time je greda mosta selektivno spregnuta i za deo stalnog opterećenja sopstvenom težinom.

Slika 4 – Prilazni deo mosta u izgradnji

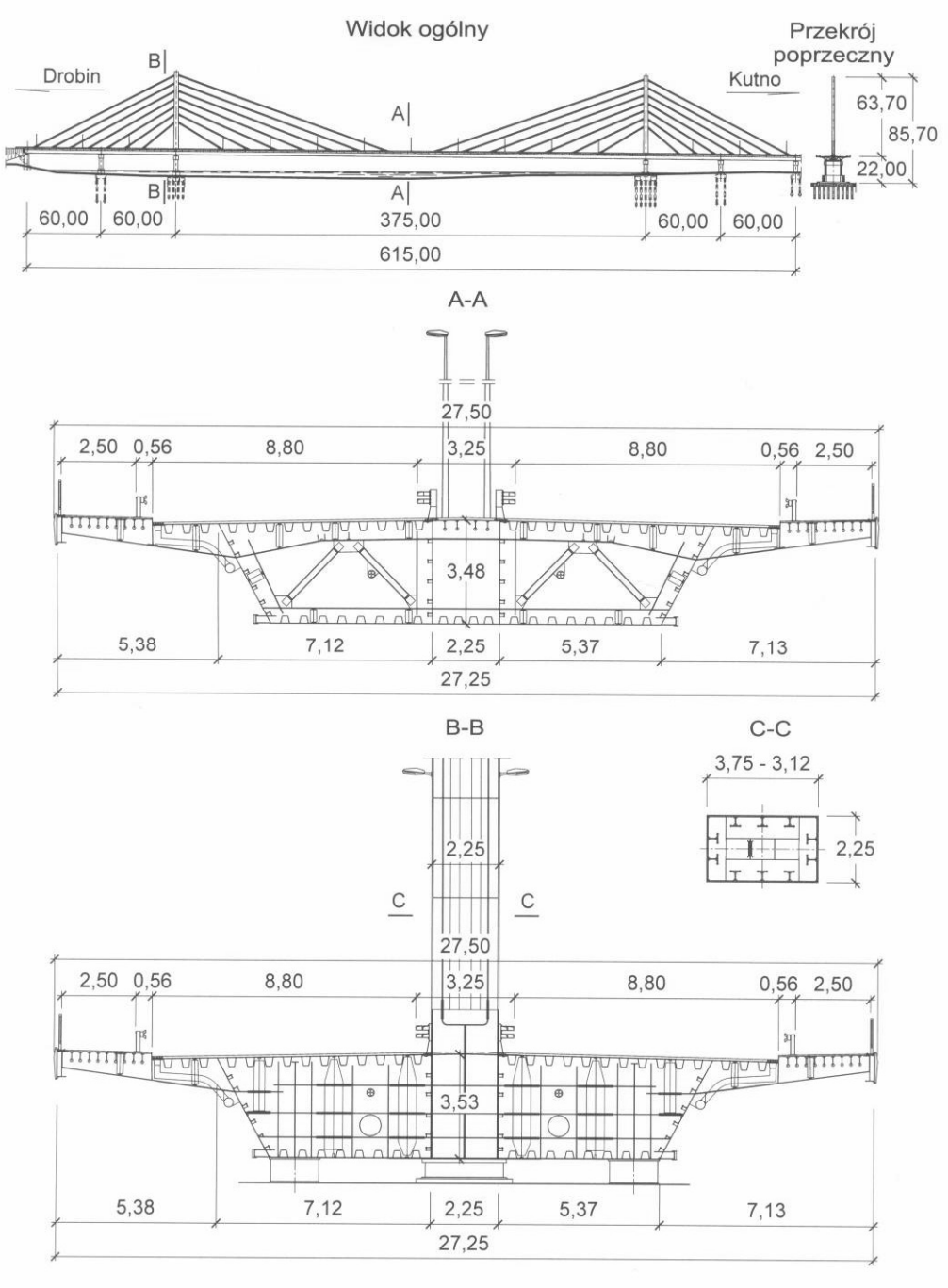
Stubovi mosta su od armiranog betona (B30), zaobljenih oblika. Stubovi prilaznog dela mosta su olakšani, te imaju dvodelno stablo, sa jasno izraženim kapitelom u vidu naglavne grede (slika 4). Fundiranje je izvršeno na bušenim šipovima prečnika Ø1,2 m.

4 MOST SA KOSIM KABLOVIMA

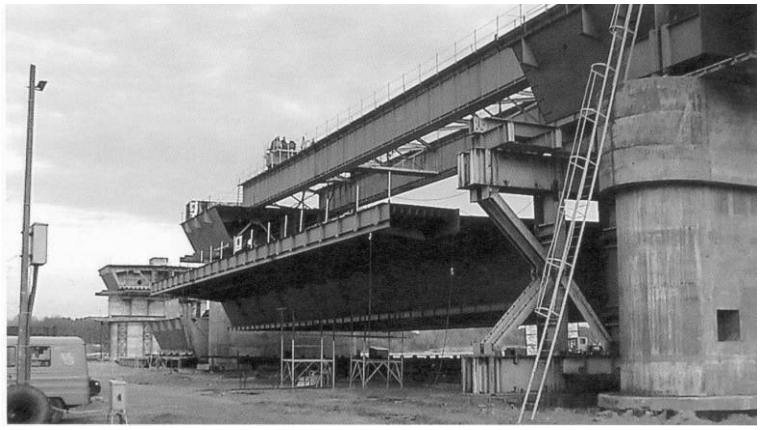
Glavna mostovska konstrukcija je čelični most sa kosim kablovima, koji obrazuju: kontinualna greda (sa rasponima 2x60 + 375 + 2x60 m), kosi kablovi i dva pilona (slika 5a).

Raspon od 375 m spada u kategoriju najvećih za mostove sa kosim kablovima koji imaju jednu ravan vešanja, a to je najveći raspon za tip mosta sa kosim kablovima sa uklještenim pilonima u gredu.

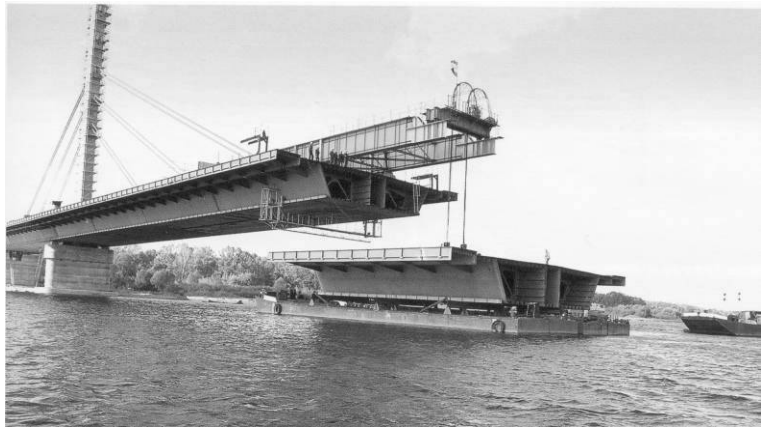
Greda mosta ima torziono krut troćelijski sandučasti presek trapeznog oblika, visine 3,5 m (slika 5b). Srednja ćelija sanduka služi za uklještenje pilona (slika 5c) i za postavljanje anker nosača za kablove. Gornji pojas grede je u sklopu ortotropne ploče kolovoza, koja ima olučaste podužne nosače. Poprečni nosači, sa poprečnim ukrućenjima sanduka, su na razmaku od 3,75 m. Poprečne dijafragme su iznad oslonaca (slika 5c) i na mestima ankerovanja kosih kablova u gredu. Montaža bočnih raspona grede je započeta uz pomoć autodizalica koje su postavljale bazne segmente na stubove, a potom su pomoću specijalnih uređaja podignuti celokupni rasponski segmenti dužine 54 m i težine 560 t (slika 6). Greda mosta u glavnom otvoru namontirana je konzolnim postupkom, tj. slobodnom montažom uz sukcesivnu ugradnju novih montažnih sekcija - podizanjem sa barži pomoću specijalnog uređaja (slika 7), a potom uz ugradnju odgovarajućih užadi kosih kablova. Montažni sklopovi čelične konstrukcije grede su izrađeni u obližnjem brodogradilištu, zatim su zavarivanjem na baržama od po dva polusegmenta oformljeni kompletni montažni segmenti, koji su potom baržama sukcesivno dopremani do gradilišta mosta. Montažni segmenti grede su dužine do 22,5 m (mase do 265 t), a montažni nastavci su izvedeni zavarivanjem. Montaža poslednjeg segmenta data je na slici 8.



Slika 5 – Most sa kosim kablovima (glavni deo mosta) – izgled i preseci



Slika 6 – Montaža bočnog raspona

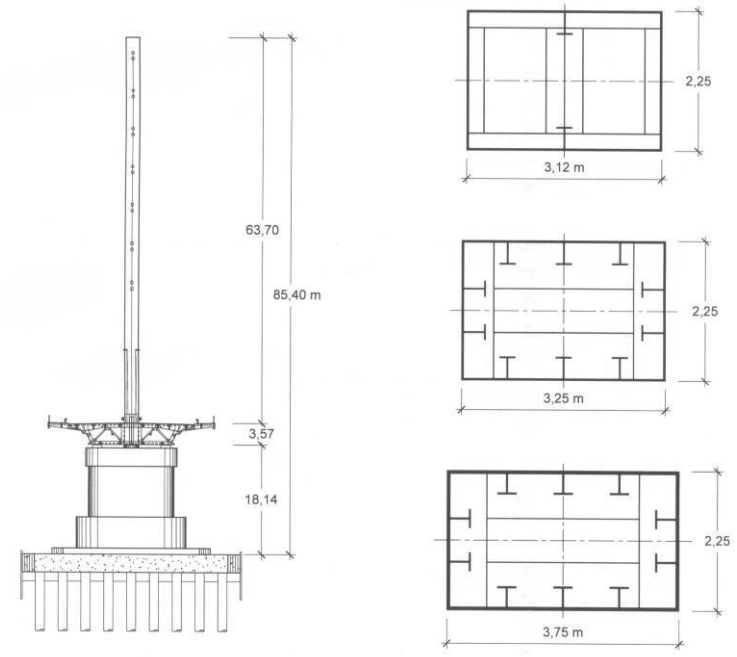


Slika 7 – Montaža glavnog raspona

Slika 8 – Montaža poslednjeg segmenta u glavnom rasponu

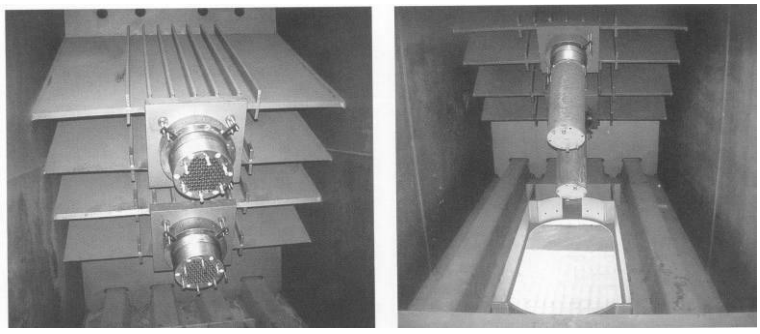
Čelični materijal za izradu grede i pilona je Fe 510 DD, tj. St 18G2A (PN).

Piloni su uklješteni u gredu mosta (slika 9). Piloni su u obliku obeliska, prohodnog sandučastog preseka promenljive širine 3,75 – 3,12 m, debljine 2,25 m i visine 63,70 m. Poprečna ukrućenja su postavljena unutar pilona na oko 3,5 m, a u zonama ankerovanja kablova nalaze se dijafragme sa otvorima. Montaža pilona izvršena je autodizalicom. Montažni segmenti pilona bili su dužine od 18 m (masa 110 t) – prva sekcija, do 6 m (50 t).



Slika 9 – Pilon: a) Izgled sa gredom i stubom, b)-d) Poprečni preseci

Kosi kablovi su postavljeni u srednjoj vertikalnoj ravni mosta po tzv. modifikovanom harfa rasporedu (slike 5a i 9). Glavni raspon iznad reke Visle je poduhvaćen sa ukupno 14 kosih kablova, tj. od po 7 kosih kablova ide obostrano sa oba pilona.



Slika 10 – Sidrenje kosih kablova u gredu sa aktivnim kotvama

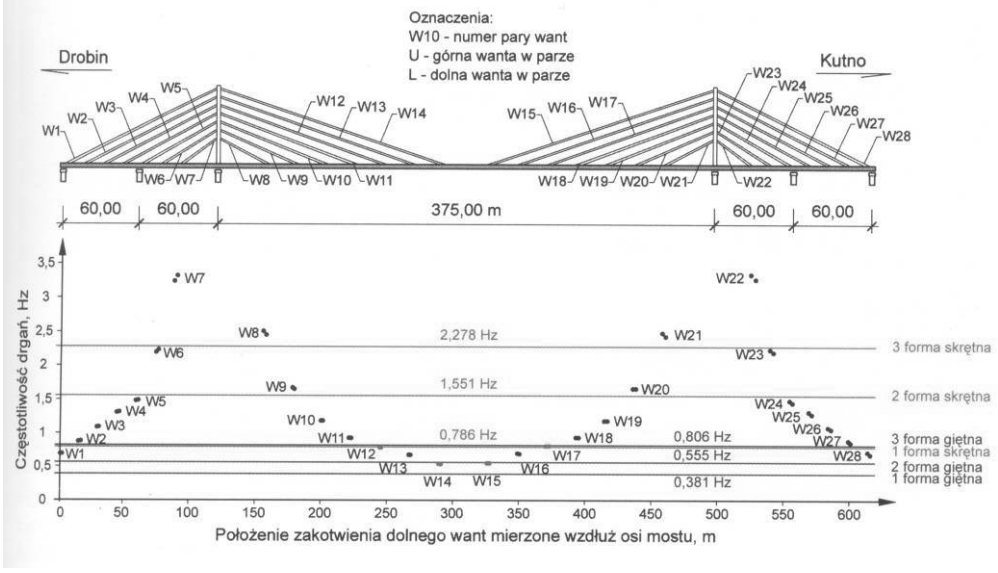
Kosi kablovi imaju po dva užeta (tipa Freyssinet), formirana od snopova monoužadi 0,62" sa žicama od visokovrednog čelika zatezne čvrstoće 1860 MPa, koja su smeštena u polietilensku cev. Najjači kabl ima 2 užeta od po 84x0,62". Montaža kosih kablova izvedena je od strane firme Freyssinet. Aktivne kotve kablova se nalaze u gredi (slika 10), a pasivne kotve su u pilonu. Dužine kosih kablova iznose od 39 m do 135 m u bočnim rasponima, a od 49 m do 188 m u glavnom rasponu. Dimenzionisanje užadi za kose kablove je izvršeno s obzirom na kriterijume: nosivost kablova na maksimalnu silu zatezanja, nosivost kablova na zamor, statičke i dinamičke uticaje usled iznenadnog uklanjanja kabla, fleksibilnost grede, fleksibilnost i stabilnost pilona, kao i izvodljivost montaže mosta.

Zahtevana krutost konstrukcije mosta ostvarena je ispunjenjem sledećih graničnih uslova:

- maksimalni ugib grede usled saobraćajnog opterećenja < L/300 (1218 mm = L/308)
- maksimalno horizontalno pomeranje pilona usled saobr. opter. < H/300 (185 mm = H/340)
- maksimalni ugao uvrtanja grede usled nesimetr. saobr. opter. < 2 % (0,018 rad = 1,8%).

Dinamičkom analizom je dokazano da je most stabilan u odnosu na flater.

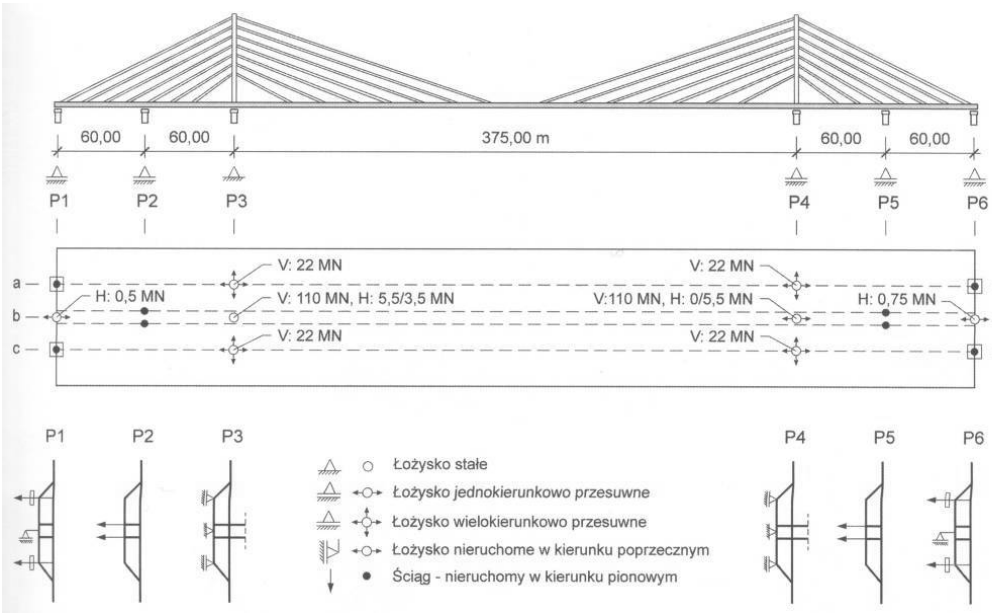
Upoređenjem sopstvenih frekvencija grede i kosih užadi (slika 11) zaključeno je da jedan broj kosih užadi može da dođe u rezonancu sa gredom. Da bi se to predupredilo ugrađeni su prigušivači u blizini ankerovanja kablova u gredu, tako da su u najugroženije kablove W13 i W16 postavljeni hidraulični damperi, a za sve ostale kose kablove su isporučeni neoprenski damperi.



Slika 11 – Upoređenje sopstvenih frekvencija grede i kosih kablova

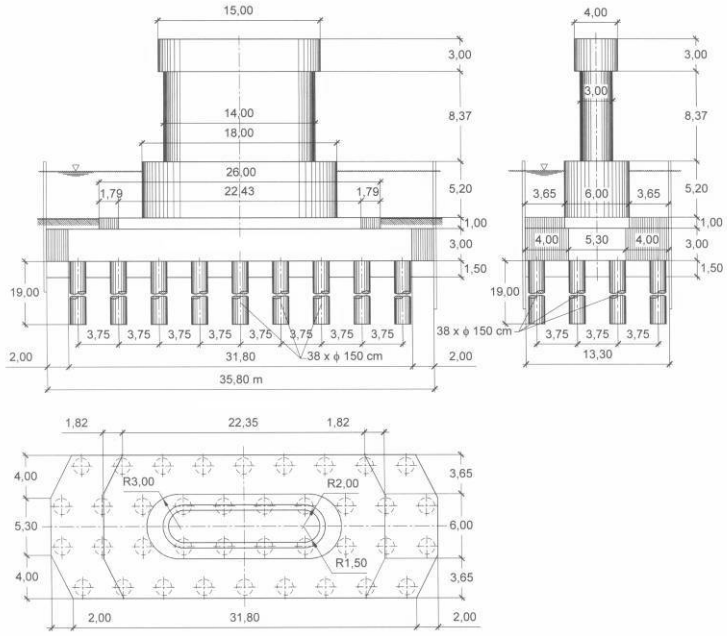
Raspored ležišta je prikazan na slici 12.

Ležišta sfernog tipa, koja prihvataju vertikalnu reakciju od 110 MN, su neposredno ispod pilona: fiksno na stubu P3 i podužno pokretno na stubu P4. Bočna ležišta na pilonskim stubovima su specijalnog tipa, pošto ona alternativno prihvataju i pozitivne i negativne reakcije. Vertikalne zatege od kablova prihvataju negativne reakcije grede kod stubova P1, P2, P5 i P6. Greda je horizontalno oslonjena na ležišta, koja se nalaze u osi mosta na stubovima P1, P3, P4 i P6.



Slika 12 – Raspored ležišta mosta

Stubovi mosta su od armiranog betona (B30), zaobljenih oblika.

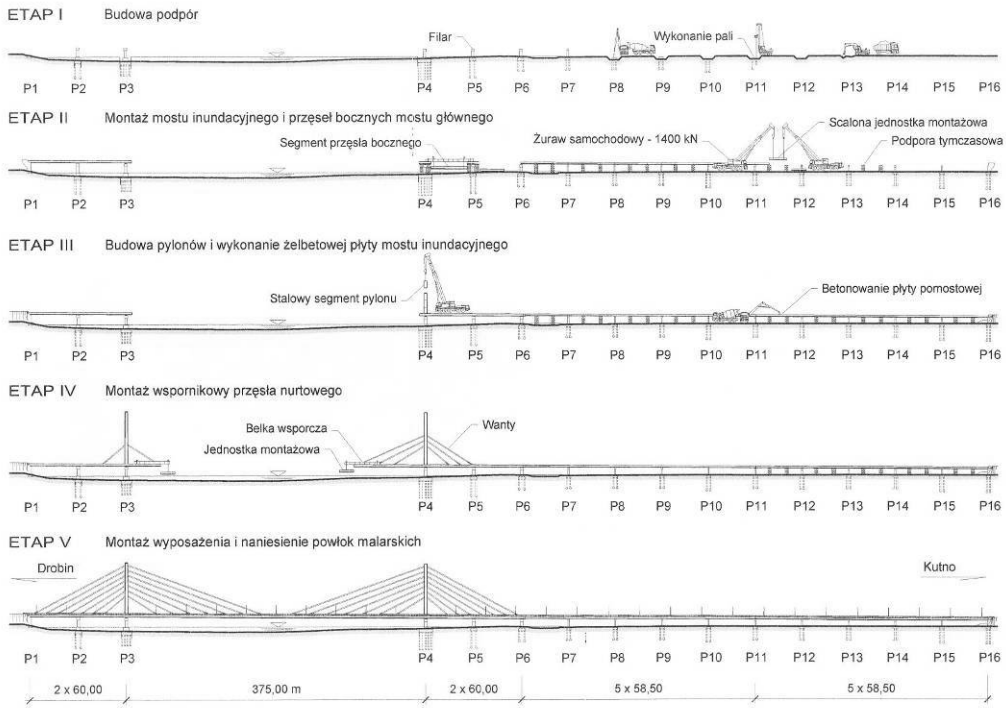


Slika 13 – Pilonski stub P3

Stubovi glavnog dela mosta su masivni, debljine 3,0 m, sa jasno izraženim stablom, kapitelom i stopom stuba (slika 13). Fundiranje pilonskih stubova je na baterijama bušenih šipova prečnika Ø1,5 m (maksimalne dužine do 21 m), a svi ostali stubovi su fundirani na šipovima prečnika Ø1,2 m sa proširenim bazama.

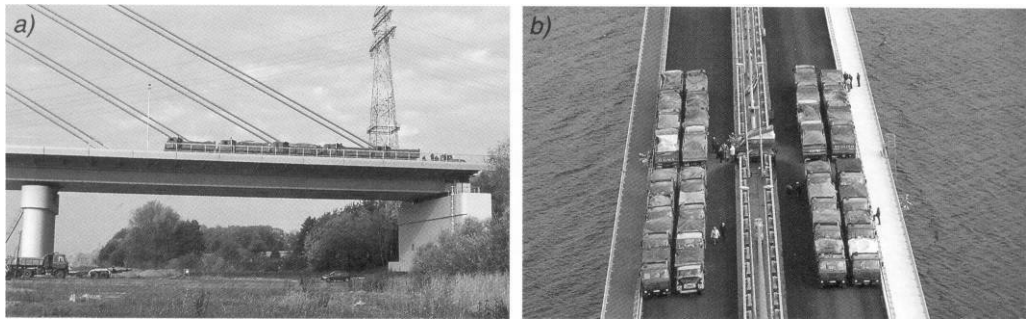
Dilatacione spojnice su sledećih kapaciteta: kod oporca P1 (+-200 mm), kod stuba P 6 (+-350 mm), kod stuba P 11 (+-150 mm) i kod oporca P16 (+-200 mm). Ugrađene su vodonepropusne češljaste dilatacije tipa Tensa Flex-Finger.

Izgradnja mosta je shematski prikazana na slici 14 kako je izvedena po globalnim fazama.

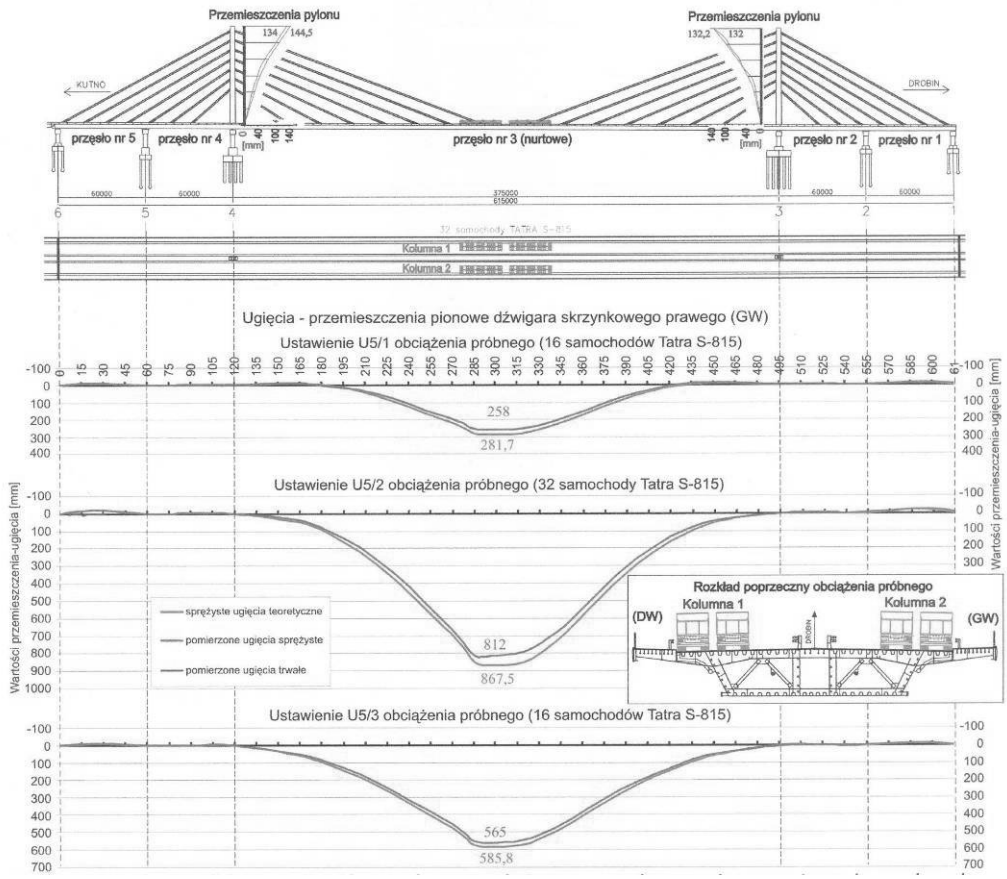


Slika 14 – Faze izgradnje mosta:
I Izgradnja stubova
II Montaža prilazne konstr. i bočnih raspona gavne konstr.
III Montaža pilona i izvođenje ab ploče prilazne konstr.
IV Konzolna montaža gavnog. raspona
V Završni radovi

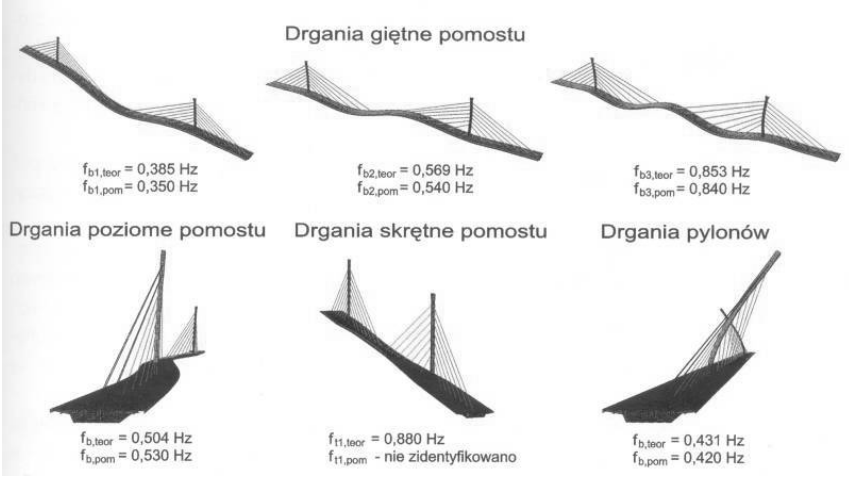
Probno opterećenje izvedeno je teškim vozilima u oktobru 2005. godine (slika 15). Statičko i dinamičko ispitivanje mosta je izvedeno od strane Politehnike iz Gdanjska. Upoređenje rezultata daje izuzetno dobro slaganje računskih i merenih vrednosti pomeranja od probnog opterećenja (slika 16). Takođe su dobra međusobna slaganja merenjem (dilatacija) dobijenih vrednosti napona i računskih napona na osnovu sprovedene MKE analize proračunskog modela cele mostovske konstrukcije (razlike rezultata su nekoliko procenata). Takođe dobro slaganje je merenih i računskih sopstvenih frekvencija grede (slika 17), kao i kablova.



Slika 15 – Probno opterećenje mosta sa teškim vozilima:
a) u bočnom rasponu, b) u glavnom rasponu



Slika 16 – Poređenje računskih i izmerenih vrednosti pomeranja usled probnog opterećenja (horizontalna pomeranja pilona i ugibi – vertikalna pomeranja desne ivice sanduka grede)



Slika 17 –Računske i izmerene vrednosti sopstvenih frekvencija mosta sa oblicima oscilovanja: vertikalne, horizontalne, torzione grede i pilona

Slika 18 – Izgled mosta (pri probnom opterećenju)

4 ESTETSKI I EKONOMSKI ASPEKTI

Estetika mosta je od posebne važnosti, s obzirom da je ovo gradski most, preko koga prelaze automobili, biciklisti i pešaci.

Kosi kablovi se sastoje od po dva užeta u grupi, a nalaze se u srednjoj ravni mosta tako da je vidik sa mosta neporemećen, bilo sa kolovoza bilo sa pešačke ili biciklističke staze. Kosi kablovi su estetski najprikladnijeg harfa rasporeda u povoljnom višekablovskom ritmu.

Piloni su obelisk tipa i jasno uočavaju u gradskim vizurama.

Glavni raspon grede, bočni rasponi i visina pilona, kao i ritam (odstojanja i nagibi) kosih kablova su u prikladnim esteskim i statičko-konstrukcijskim relacijama.

Stubovi mosta su estetski prikladnih zaobljenih oblika sa jasno diferenciranim delovima: glavom, stablom i stopom stuba.

Koloristika mosta je efektna: belo-siva boja vertikala (stubovi i piloni) i svetla tirkiz zelena boja grede i kosih kablova.

Posebna pažnja posvećena je kako funkcionalnom, tako i dekorativnom osvetljenju mosta.

Ovako isprojektovan most u celini se dosta dobro uklapa u okolni pejzaž, brežuljkast na levoj obali a ravan na desnoj obali, u kome dominira reka Visla i grad Plock.

Neki od navedenih estetskih parametara izvedenog mosta se mogu sagledati sa slika 18, 19 i 20.

Slika 19 – Izgled mosta (pogled odozdo sa leve obale)

Utrošak građevinskih materijala iznosi:

- 12.600 t čelične konstrukcije (glavni deo mosta: 513 kg/m², prilazni deo: 108 kg /m²),
- 610 t visokovrednog čelika za kose kablove (36 kg /m²),
- 3.000 t čelika za armaturu,
- 19.000 m³ betona i
- 3.000 m bušenih šipova.

Cena izvedenog mosta je oko 38 milion evra, tj. samo oko 1.100 evra/m², što odgovara ceni koja je od strane projektanta procenjena u projektu za tender 2002 godine.

Slika 20 – Izgled mosta (pogled sa strane leve obale)

Na kraju se može zaključiti da drumski most preko reke Visle u Plocku, kako po građevinskim, tako i po arhitektonskim i ekonomskim parametrima predstavlja značajni objekat savremene mostogradnje.

LITERATURA

[1] *Podwieszony most przez Wisle w Plocku* / W. Barcik,... N. Hajdin, B. Stipanić,... // Dolnoslaske Wydawnictwo Edukacyjne, 2007, Plock-Warszawa-Lodz-Wroclaw

[2] *The Cable-Stayed Bridge over Wistula River in Plock* / N. Hajdin, B. Stipanić,... // Bridges, International Conference Proceedings, SECON HDGK, 2006, Dubrovnik, 135-142

[3] *The Roadway Bridge over Wistula River in Plock (Poland) – Design and Construction* / N. Hajdin, B. Stipanić,... // Bridges in Danube Basin, Vol. I, Proceedings of 5th International Conference on Bridges across the Danube, Ed. B. Stipanić, Euro Gardi Group, 2004, Novi Sad, 359-370

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Slobodan Cvetkovic Stanislav Kolundzija** Branislav Kolundzija****

PUENTE DUARTE REHABILITATION PROJECT IN SANTO DOMINGO

Synopsis

This paper describes design and execution of the strengthening works of the Puente Duarte Suspension Bridge in Santo Domingo. The bridge carries 4 – lane highway and represents classic suspension bridge with concrete deck., steel trusses as main girders, steel towers and with catenaries made of spiral ropes in "open group". Due to circumstances, the original strengthening design could not be followed. New design was based on interaction between existing catenary and new added catenary, with different system of hangers: classic vertical hangers on existing catenary and diagonal hangers on the new catenary.

Key words: Suspension bridge, Catenary, Sag of catenary, Steel strands, Hangers, Large displacement theory, Non-linear Analysis

Rezime

U ovom članku dat je pregled radova na projektovanju i ojačanju mosta Puente Duarte u Santo Domingu. To je most sa 4 saobraćajne trake I predstavlja klasični viseći most sa betonskom kolovoznom konstrukcijom, čeličnim rešetkastim glavnim nosačima, čeličnim pilonima I lančanicama od čeličnih spiralnih užadi u "otvorenoj grupi. Zbog spleta okolnosti, originalni project ojačanja nije mogao biti izveden. Novi project bio je baziran na interakciji postojeće I novoformirane lančanice, sa rayličitim sistemima vešaljki – klasične vertikalne vešaljke na postojećoj lančanici idijagonalne vešaljke na novoj.

Ključne reči: Viseći most, Lančanica, Strela lančanice, Čelična užad, Vešaljke, Teorija velikih pomeranja, nelinearna analiza

* Slobodan Cvetković, diploma engineer., **C&N CONSULT d.o.o.** Beograd, Gundulićev venac 47
** Stanislav Kolunzija, diploma engineer, **MOSTPROJEKT,** Beograd, Palmira Toljatija 11
***Prof.Dr.Branislav Kolunzija, diploma engineer., **C&N CONSULT d.o.o.** Beograd, Gundulićev venac 47

PUENTE DUARTE REHABILITATION PROJECT IN SANTO DOMINGO

1 FOREWORD

Bridge basic data

- total length:	334.0 m
- main (suspension) span:	175.6 m
- approach bridges west:	95.3 m
- approach bridges east:	63.3 m
- tower total height:	54.0 m
- tower height over deck:	21.75 m
- catenary sag:	18.0 m
- total bridge width:	19.66 m
- deck:	RC slab
- stiffening beam:	steel truss

History

- August 1953:	Contract for bridge construction, Client SEOPR (Ministry of Public Works and communications)
- 17 December 1955:	Bridge inaguration *Puente Duarte is crossing Ozama River, which divides Santo Domingo in two parts. The bridge is located on the city main avenue and it is crucial for functioning of the traffic in Santo Domingo.*
- April 1965:	5 cables are damaged during war.
- 1970:	Replacement of bridge deck with composite RC slab.
- 1977:	Replacement of the damaged splice plates and rivets.
- 1992 – 2003:	Bridge inspection ... Mouchel Conde Design of bridge strengthining... Mouchel Start of bridge reconstruction works (later on, the works have been stopped due to the lack of financial resources). *The bridge was found in poor condition. There were a number of issues that gave cause for concern for bridge structural performance. The main towers were severely corroded mainly below deck.The main span truss bottom chords were also badly corroded. Cables of main suspension system were damaged bt corrosion, specially in the west anchor chambers and at the connections with the sadles on the tower. The estimation was that main suspension system lost*

30% of the bearing capacity. Based on the inspection findings, the bridge strengthening design was prepared. The plan was to replace the whole suspension system with new one, as well as to strengthen the towers, main trusses and steel deck grid.

- February 2005: New contract for bridge reconstruction... Estrumet-Iecca
The client has requested to have two-lane traffick on the bridge during rehabilitation works.

Satellite photo of Puente Duarte location

Participants in bridge rehabilitation project

- UNIDAD EJECUTORA – SEOPC
- INOCSA
- CONSORCIO ESTRUMET-IECCA
- ESTRUMET METALMECANICA SA
- IECCA
- MOSTOGRADNJA / MOSTPROJEKT
- NXL / WILLIAMSPORT WIREROPES
- JOTUN PAINTS

Mostogradnja's role in the consortium was to fabricate most of the steel strengthening structure, as well as to provide instructions for its assembly on the site. Mostprojekt had to provide construction consulting engineers mainly for preparation of the method statements for suspension system, with instructions during execution of these works, as well as for the design of the necessary temporary structures. The general Contractor was obliged to perform the bridge rehabilitation works with local stuff, where the local engineers, foremen and workers have no experience with steel bridges –only about 20% of the local stuff had some experience with steel structures.

On the site, at the beginning of 2005, the works on new anchor blocks were finished, as well as a part of the strengthening works on the towers (all done by previous Contractor). All components of the new bridge suspension system and new expansion joints for the main span were already delivered. Technical documentation for bridge reconstruction, found on the site, was not complete – there was no global structural calculation, neither the calculation for phases of load transfer from existing to the new suspension system – that was important for establishing proper monitoring system and comparison between calculated and site results.

Puente Duarte (in front) before reconstruction

Bridge strengthening design

Bridge Strengthening Design, prepared by Mouchel, was a part of the 2005 tender documentation with following scope of main works:

- Replacement of complete suspension system
- Strengthening of the towers
- Strengthening top and bottom chords of the main span truss girders
- Strengthening top chords of the approach spans truss girders
- Replacement of the tie members in connection main truss-tower
- Strengthening of the horizontal bracings in the plane of the bottom truss chords,
- Strengthening of the truss supporting system
- New corrosion protection of complete structural steel
- Slightly reduction of the traffic profile by adding new curbs
- New expansion joints for the main span
- New bridge illumination.

Replacement of the suspension system was the key work for this Project. Existing steel spiral ropes 20 Φ55 in each axis (A & D), should be replaced with two bundles of 19 Φ45 steel spiral ropes, together with replacement of the hangers (suspenders). These works had three main activities:

1. Unreeling of the ropes and their installation in the new saddles that were located on tower extensions.

The ropes of new cables should be unreeled along the pedestrian paths on the bridge, and then lifted into saddles and lowered to anchor blocks. The saddles on the tower tops should be placed with offset to the tower axis (728 mm on the west, 341 mm on the east) due to design method for balancing forces in main and back spans – it should be done over horizontal movement s of the saddles.

2. Load transfer from existing to the new cables

The loads from existing hangers should be transferred by using adjustable length temporary hangers attached to a yoke over each of the existing cable bands. The jacks should pull the new cables down over temporary hangers and the existing cables, together with bridge, should be raised for approximately 600mm. In this way, only partial load transfer can be achieved – final loading of the new hanger should be by detaching each existing strand (still loaded) individually from the hanger clamps. Later, the temporary hangers should be replaced with permanent new ones – designed and delivered with fixed length. Wrapping of the each bundle of galvanized steel ropes, with thin galvanized steel wire, together with flexible paint system was planned as final cable protection.

3. Monitoring of tower deflections and local curvatures of main span trusses

The behavior of the towers during load transfer was most critical part of whole operation. In one moment, the towers should act as pure cantilever with high axial force + bending due to imperfections and eventual eccentricity of saddles as well as due to friction horizontal forces, all of this in combination with temperature forces. A detailed set of control criteria for

allowable deflections of the towers and main span trusses was given through method of statement, together with necessary instruments for monitoring.

In the first days on the site, consulting engineers, checking local conditions and available technical documentation, had a doubt that designed method for cable installation is adequate one. Also, they found that designed method for load transfer can not give the equal forces in the new strands due to collision of the existing and new cables in the west back span. Based on these findings, it was decided to prepare changes and improvements of existing technical documentation and to make appropriate structural calculation. To solve these tasks, Slobodan Cvetkovic and Branislav Kolundzija were asked to join to the consultant team.

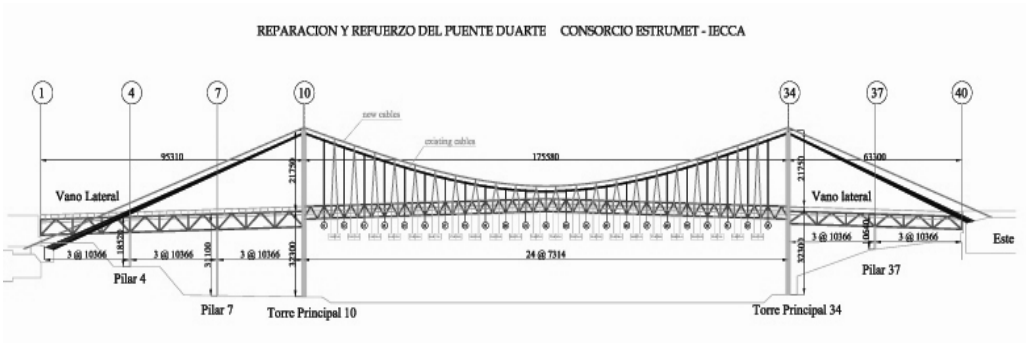
Original plan was to start with design in Belgrade and to complete it on the site. Arriving on the site, we found a quite new situation there. In the fire, 35 of 76 new steel ropes were heavily damaged, they were only for waist. Replacing the damaged ropes was practically impossible due to the limited Project budget, terms of the additional delivery and due to the request that new delivered ropes had to have same characteristics (fabricator and procedure of rope "training") as non-damaged ropes on the site.

2 NEW DESIGN FOR BRIDGE SUSPENSION SYSTEM RECONSTRUCTION

After inspection of the bridge structural steel and suspension system, designers proposed a new approach for strengthening of the bridge cable system, that was based on:

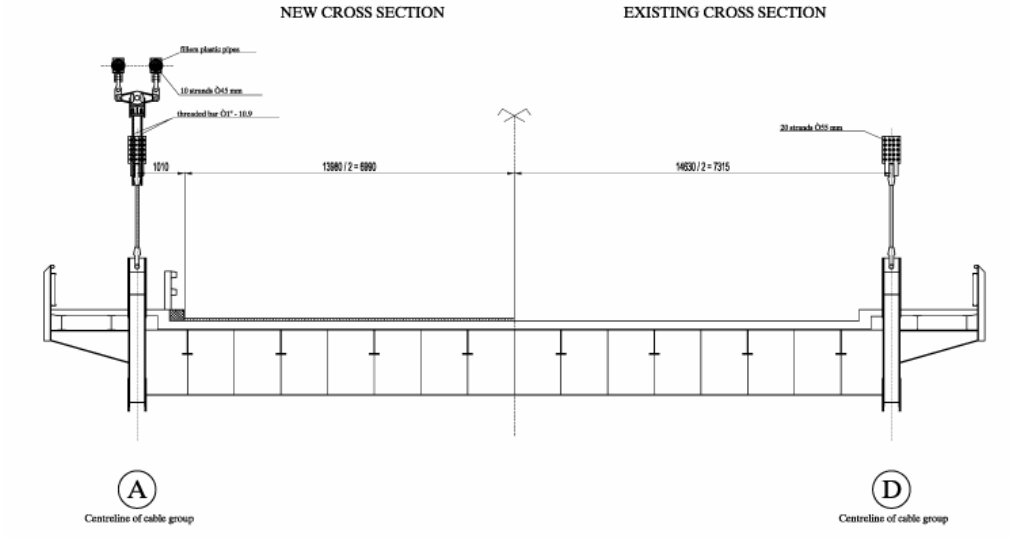
1. Existing cables should remain as bridge structural elements after their corrosion protection and, more cosmetic, repair.
2. Paralel to existing catenary at the final stage (1.70 m higher), new suspension system should be installed from non-damaged cables Φ45 mm.
3. A part of the bridge dead load should be transfered to the new catenary, over pre-stressing of the new diagonal hangers.
4. Existing and new suspension system simultaneously should act for additional dead load (asphalt) and live load.
5. All already delivered elements for new suspension system should be used.
6. Strengthening of the structural steel should be done according to the original bridge reconstruction design.

This concept was explained to the Client: Ministry of Public Works & Communications. It was accepted as a base for new design of bridge suspension system under condition that bridge reconstruction works should continue without any disturbance and to be finished in the term as contracted. The Client's additional request was to cover bridge concrete deck with 50mm asphalt layer.



Bridge reconstruction works, according to this new concept, had parallel activities:

- repair and corrosion protection of the existing cables
- unreeling and installation of the new ropes
- structural calculation of the interaction between existing and new catenary.



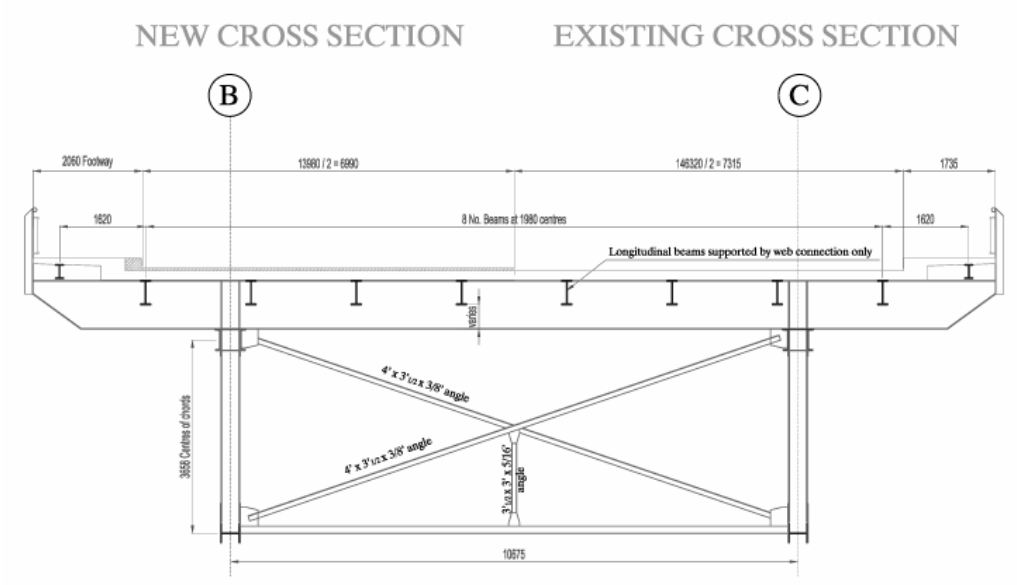
Bridge cross sections – central span

Existing cables

During the inspection of the existing bridge suspension system, it was found that certain number of the outer wires were broken. All these wires were again attached to the rope spiral bundle by worm clamps made of stainless steel. This was a mainly cosmetic measure, but improves indirectly the cable resistance to the corrosion.

Certain number of anchor bolts and nuts on the western anchor-blocks were heavily damaged by corrosion. In order to assure load transfer from rope heads to the anchor-block, a new massive concrete blocks (1.0 m thick) was casted over the existing anchorages. The role of these blocks was to protect damaged anchor bolts and nuts from further corrosion and to

redistribute the forces (in the case of accident) to the all non-damaged anchors. Before concrete placing, all incoming parts of the ropes were covered with thick elastic protection layer as well as with plastic pipes. Free ends of these plastic pipes were sealed after hardening of the concrete.



Cross sections – approach bridges

During the cable inspection, all ropes near western anchor blocks looked similar: broken outer wires, corrosion, but without sign of inner wire layers damage. During finishing works on the free ends of plastic pipes, on two ropes on the downstream anchor block, there was found a damage of wires of the next inner layer - reduced their bearing capacity for ~50%. The eventual brake of these two ropes will not jeopardize the stability of the reconstructed bridge, but, it was decided to strengthen them. Near them, in the concrete anchor block were inserted 8 threaded rods Φ1", grade10.9, and injected with SIKA anchoring compound.

The heavy steel clamps, approximately 6.0 meters from the concrete anchor block, were installed on these two ropes. The clamps were connected to the inserted threaded bars over heavy steel pipe Φ4". Pipes were grouted with adequate SIKA compound in order to get some kind of interaction between ropes inside and steel pipes outside.

During bridge inspection, the damages of the rope were found near saddles, where previously installed end stoppers (plates with U bolts) did not allow normal water evacuation. The ropes in this area can not be repaired and strengthened due to very tight space between ropes and saddle groves (~ 5 mm). It was decided to inject this space in order to prevent further corrosion, and end-stoppers got cover in order to assure dewatering.

The zinc layers as well as later applied paint, almost did not exited on the ropes, the thick paint layers were applied as protection against corrosion.

In the Bridge Inspection Report, made by Mouchel, it was estimated that existing suspension system lost up to 30% of the bearing capacity. It was rather pessimistic approach.

New bridge suspension system reconstruction design followed this statement, taking into consideration that maintenance level of this bridge, in the next 50 years, can not be predicted.

Assembly of the new ropes

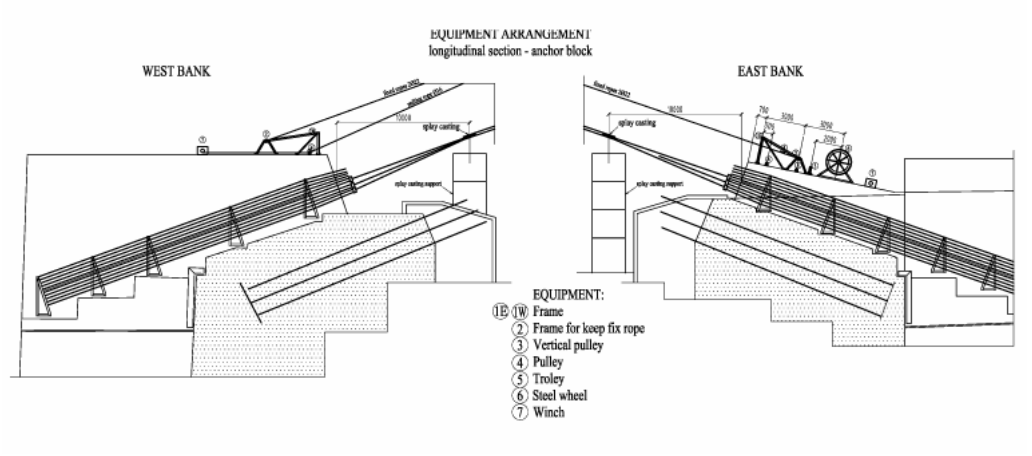
Delivered new ropes were found in poor shape with detorated wooden reels.

The reeling/unreeling machine was also found on the site – it was in good shape and it was equipped with the brakes. The new ropes had to be washed with high-pressure water and reeled on the new-made wooden drums before their assembly.

The design team agrees that Mouchel method statement for new cable installation is not optimal solution as it was previously explained. According to the new design, the activation of the new catenaries had few steps. The back span catenary prestressing (in two phases) has to reduce influence of the back-span sag to the displacements of the main-span catenary during application of the forces in new hangers. These change had a positive effect to the geometry of the ropes in the west back spans – solved problem with collision between new and existing cables. Also, it allowed better progress of works and as well as better predictions in structural calculations - it was important, from esthetic point of view, finally to have parallel existing and new catenary.

According to this method statement, new offsets of the saddles on the towers were reduced to 255 mm on the west and 215 mm on the east. All equipment for blocking or eventual pushing of the saddles remained as it was given in the previous design – it was already delivered on the site, it was reliable and simple for use. During the new rope installation, the saddles were blocked – fixed to the tower.

The installation of the new ropes was done by improvised cable crane made of 2 steel ropes Φ22 (center to center distance 250 mm), with few trolleys and two hand winches that had reels with 400 meters of Φ16 steel rope – one winch on each anchor block. Unreeling of the rope was done from east to west.



Schema of equipment elevation for strand installation

At the start of this operation, approximately, working cycle for one rope was 3 days; it was later reduced to one day/one rope. In the middle of central/ back spans, under the ropes, the

scaffolding towers were assembled in order to control geometry (sag) of each rope. New ropes had to be installed in the bundles; the existing ones were in the “open” group. 10 meters before anchor blocks, the new ropes, over special clamp, were splitting to the anchor bolts. These clamps were fixed to the temporary bents.

Strand is moving along central span. Bridge is under high traffic.

Splay castings near anchor blocks

Initial catenary geometry given by Mouchel and the one according to the new design, were not similar. All delivered ropes were longer than optimal length. Also, markings on the ropes for their positioning on the saddles were useless. During the rope installation, main problem was how to fix each rope to the anchor bolts to have enough space for later prestressing. Normally, rope anchor heads were out of thread on the anchor bolts – it was necessary to compensate it with tubular splices under rope heads. Due to time schedule, the installation of the ropes started before the complete structural calculation was finished – the initial sags were defined by preliminary calculation.

On the towers, during installation, the rope was not placed in the saddle grove. First, it was lying on the rollers that were assembled between two cable bundles. As the rope heads were attached to the anchor bolts, the rope was transferred to the saddle and its geometry adjusted. The most important was to achieve proper geometry of the bottom layer of the ropes in cable bundle. After rope adjustment in the central span, the ropes were fixed in the bundle with adhesive tapes. Temporary clamps near saddles were attached to the bundle in order to lock its position in the central span. In the east (shorter) side span, there was no problem for rough cable adjustment in this phase. Contrary, in the west side span, the ropes were out of their design axis due to collision with existing cables. In the next operation, the second layer of the ropes was installed in the manner that it was very close to the previous layer. Using adhesive tapes for fixation, a bundle with 3 + 4 ropes was formed. The last (top) layer was installed in the same manner, but the bundle was fixed with adhesive tape only at the lowest point. Around the cable bundle, a special template clamp, equipped with rollers, was assembled. Pushing this clamp upwards to the towers, the final adjustment of the cable bundle was done. Parallel with this operation, on each 7.5 meters, the bundle was fixed with tape.

Anchor block on the west – collision of the new strands with existing.

As the cables were adjusted in the central span, the end-stoppers on the both side of the saddles, were fixed. As end-stoppers were used already delivered clamps. These clamps,

according to the original design, had to have a different role – they had a limited bearing capacity against slip along the cables. This fact directly influenced the phases in loading of the new catenaries. On the west tower in the axis D, during loading of the central span, the slippage of the end-stopper was occurred. The consequences of this slippage on the cable geometry, was later compensated. The cracking of the bolt nuts that were tightening clamp was the cause of this phenomena – it was not detected during bolt tensioning with calibrated impact wrenches.

Strand head installation.

3 STRUCTURAL CALCULATION

Taking the task, the design team did not expected any problem with structural calculation, taking into consideration that most of the software packages have a cable analysis as well as their experience with this type of the structures. Very soon, they found that their expectations were wrong. Problem was in convergation of interaction of two catenaries – one of them loaded and other released at the same time. It was not possible, either, to have the automatic process of analyze of the structural models with different boundary conditions and different loads, depending on the construction phase, despite the advertising promises of the software producers.

Due to these facts, designers decided to perform structural analyze using combined method using EXCEL and software packages. Due to the detected differences in the structural displacement, in order to be sure in analyzing results, a parallel structural calculation was always done using two different software packages. The catenary effect in the back spans on the structural models was simulated over reduction of the modulus of elasticity.

One of the structural models

$$K_{comb} = 1 / ((1 / K_{sag}) + (1 / K_{elast}))$$

$$K_{elastic} = E * A / L$$

$$K_{sag} = 12 * T^3 / (w^2 * L^3) * (1 / \cos^2 \acute{\alpha}), \quad \text{i.e...}$$

$$E_{red} = K_{comb} * L / A$$

Generally, the structural calculation procedure was as follows:

a) calculation of each phase using two different software packages

b) state of equilibrium with input, where change of geometry was done together with external and internal forces from previous phase

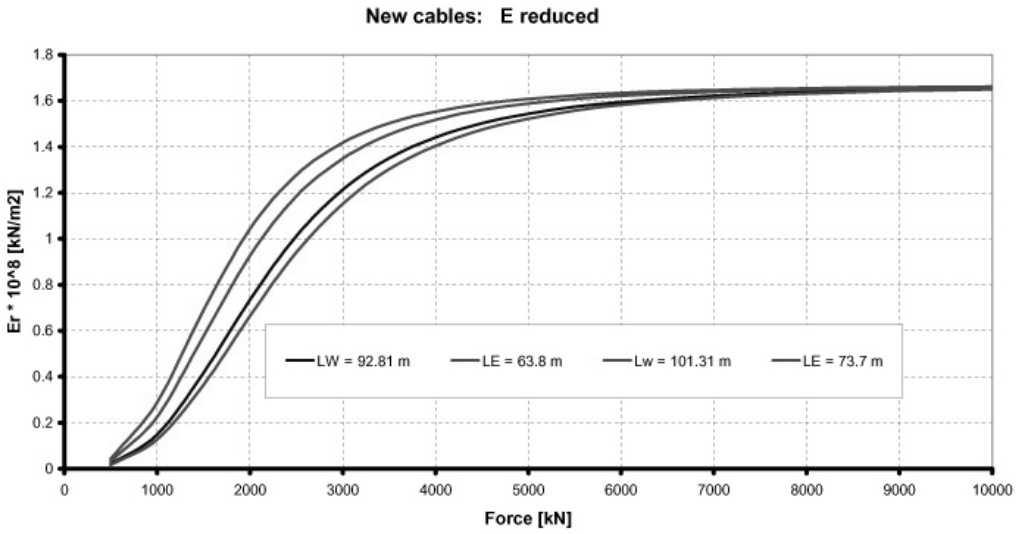
c) control calculation of the structural system described in a) but used software never reached acceptable balance of forces and displacements – it was necessary to add some temperature load in order to reach acceptable disproportions.

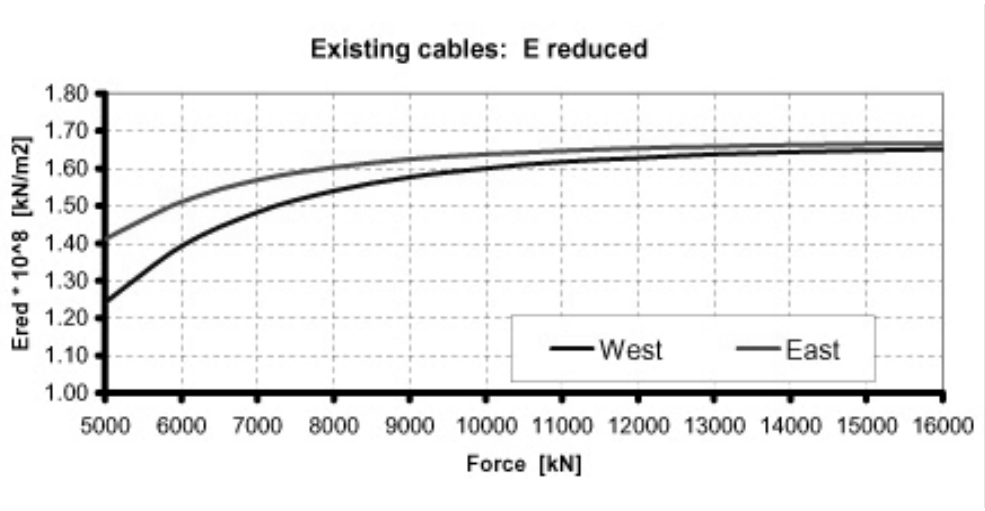
d) new external loads or changes of boundary conditions on structural system defined in c)

e) repeating process: a) → b) → c) → ….

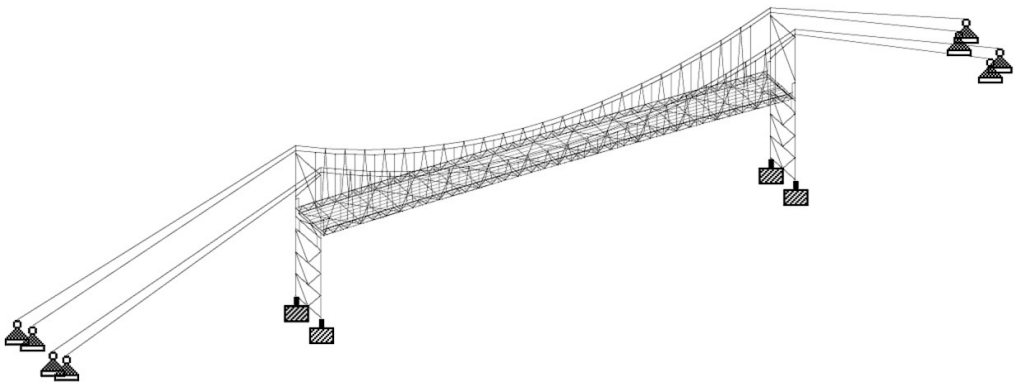
Complete structural analysis was made three times, due to actual changes in design solutions (i.e. change in cable composition) or as control calculation using measured forces in new hangers as input. The following phases have been analyzed:

1. Existing suspension system (catenary & main truss) with appropriate dead load – simulation of original bridge construction method based on system internal forces measured by Mouchel
2. Balanced system 1) with measured sea levels (catenary and truss coordinates) and under external DL according to the 1992 data. The main truss was not strengthen.
3. New external load (curbs and strengthening steel structure) – member properties without reinforcing steel.
4. Erection of the new cables. New saddles are fixed but with initial offset from tower axis. New cables have additional supports at the splay casting locations.
5. Erection of the clips on the new cables. Erection of the suspended scaffolding in the main span. New saddles are fixed but with initial offset from tower axis. New cables have additional supports at the splay casting locations.





Fictive E modulus in relation of cable force and cable span.



3D structural model –main span

Assembly of the first cable clamp.

6. Tensioning of the new cables in the side spans – 50 kN per rope. New saddles are fixed but with initial offset from tower axis. New cables have additional supports at the splay casting locations.

7. Assembly of balance beams, top supports of the hangers and hangers. Bottom end of the hangers free. New saddles are fixed but with initial offset from tower axis. New cables have additional supports at the splay casting locations.

8. Tensioning of the new cables in the side spans – 75 kN per rope. New saddles are fixed but with initial offset from tower axis. New cables have additional supports at the splay casting locations.

9. Tensioning of the hangers. Each second hanger, counting from the towers to the middle of the central span, was tensioned – 2 x 4 in each step (16 jacks were used). There were 15 steps in hangers tensioning. New saddles were released for horizontal movements. New cables have additional supports at the splay casting locations. This calculation phase was done in few steps in order to have better covering in changes in geometry.

10. Removing the supports of the new cables in side spans at the locations of splay casting. New saddles were fixed again. Tensioning of the hangers that were not tensioned in the phase 9) in 6 steps.

11. Asphalt pavement, corrosion protection (CABLEGUARD) of the new cables, removing of the scaffolding in the central span.

12. Live Load

13. Wind Load

14. Seismic Load

Above mentioned calculation phases were mainly analyzed on 2D models with exception of the phase 13) where 3D model was used. The influence of the existing RC deck plate was also included in this 3D model. The concrete deck slab is connected to the deck steel grid system (composed of the cross beams and stringers) over shear connectors. The expansion joints in the concrete deck slab were constructed at ~15.0 m distances, but steel grid elements are continuous. The calculation simulation of such situation was done as follows:

1. Structural modeling (as a floor structure) was done in the way that steel elements (cross beams and stringers) were represented over linear members, and concrete deck was represented over finite elements. At the locations of the expansion joints, the deck was discontinuous. Span of such model was 175.60 meters, i.e. distance between two bridge towers. Such structural model was loaded with uniformly distributed load in the plane of deck slab.

2. Structural modeling (as a floor structure) was done in the way that steel elements (cross beams and stringers) were represented over linear members, and concrete deck was represented over finite elements, but without expansion joints. Span of such model was 175.60 meters, i.e. distance between two bridge towers. Such structural model was loaded with uniformly distributed load in the plane of deck slab.

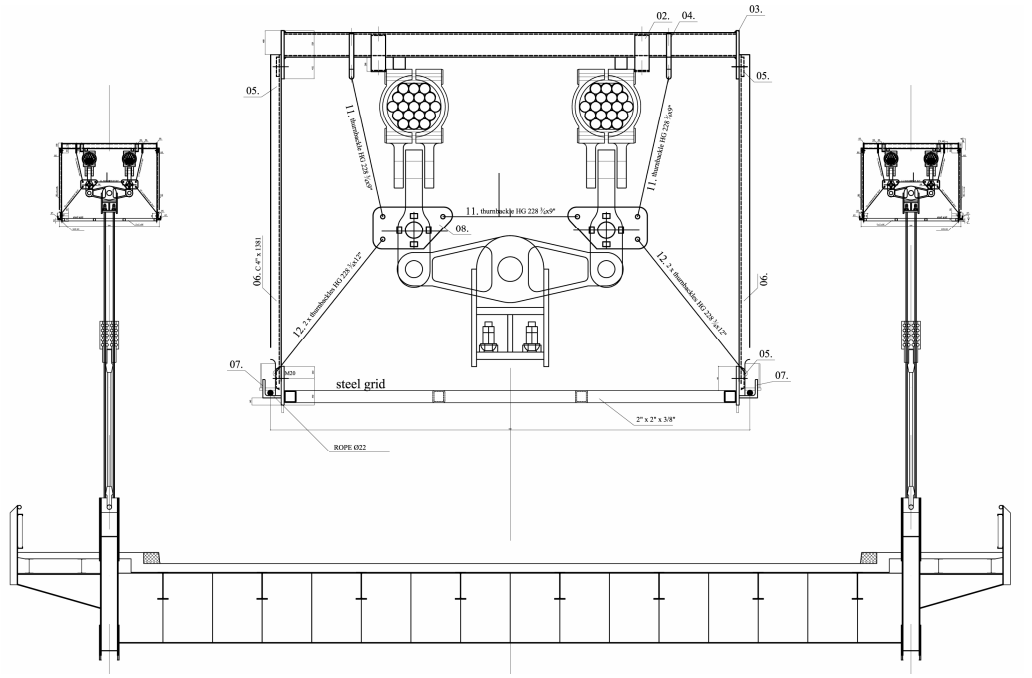
The goal of such analysis was to found value of the concrete modulus of elasticity in the structural model 2) which gave the similar displacements to the calculated values in structural model 1).

The bridge 3D structural model had to simulate real structural response under horizontal load. The concrete deck, together with main truss girders and horizontal bracing at the level of bottom truss chord formed some kind of the bridge box cross section that has effect in

increasing of the bridge torsional rigidity as well as in the horizontal load transfer to the bridge supports.

Santo Domingo lies inside the hurricane zone – they are common during the "summer" season. In past 50 years of the bridge service life, no problems with bridge response were recorded even under extremely high wind velocity. The average wind speed for wind load calculation (Santo Domingo location) is V_{10} = 176 km/h.

Parallel with structural calculation of the complete bridge, the analyze of the behavior of the concrete deck under live load, was also done using the PLANET software.



Scaffolding cross section in the central span

4 SCAFFOLDING IN THE CENTRAL SPAN

New bridge rehabilitation design also requested the additional protection of the new cables against corrosion. On the site, the device for cable wrapping with wire, as well as the wire, was already delivered. This type of the cable protection is time consuming, and, on the other hand, you will need wide scaffolding or working platform due to dimensions of the wrapping device. This type of the cable protection is also heavy – this fact has a negative effect in live load force distribution between old and new cables: it increases a sag influence in side spans of the new catenary.

Due to a.m. facts, it was decided to use CABLEGUARD protection system instead wire wrapping. The platform, from which cables can be approached during CABLEGUARD installation, is also needed, but wrapping device is lighter and smaller, and installation is

relatively fast. There was another reason for installation full length platform along new catenary. The bolts in the clamps that are hanger supports should be prestressed in few steps that correspond with force increase in the new cables, in order to prevent slippage of the clamps.

During the tensioning of the cables in the new catenary, the diameter of the cables, as well as the diameter of the cable bundle reduces, due to the effect of cable self-adjusting under the load. This diameter reduction causes the decreasing of the prestressing forces in the clamp bolts.

In the last quarter of 2005, the Client's request was received, for the construction period to be shortened, and the bridge to be opened for traffic with 4 lanes, at the end of February 2006. At the same time, the Client allowed to close complete traffic on the bridge for more than 30 days before opening.

Taking into consideration all technical and time-scheduling facts, it was decided to install continuous platforms along both sides of the new catenary in the central span, and to install movable suspension platforms along new catenary in the side spans. Work on the movable platforms in side spans, during finishing works, has no effect on traffic disturbance in the case of eventual delay of bridge rehabilitation works – but has a positive effect on the project budget.

CABLEGUARD installation in the back spans

On the bridge, assembled over towers, already exist steel ropes Φ22, that were used for new cables installation and we decided to use them for platform carrying in the central and side spans. Due to limited capacity of these ropes, additional supports were inserted in the central span at distances of ~7.45 meters. These supports were formed as cross-frames that were laying over bridge hangers clamps. At the same time, the cross-frames assured lateral stability of the platforms. In this way, the ropes Φ22 took the shape of new bridge cable catenary globally, with local catenaries (sags 35 – 40 cm) between cross frames. In this phase, the bridge cable

catenary was app. 100 cm higher than its final level, and ropes Φ22 of the platform catenary had to follow its displacements caused by hangers prestressing. Due to this fact, the connection of ropes Φ22 to the towers was done over long turnbuckles in order to have a mechanism to release forces in platform catenary caused by displacements of the bridge cable catenary.

Suspension scaffolding in the central span

In the side spans, ropes Φ22 were installed over bridge new cables. Using parts of the existing trolleys, the suspension platforms were formed with adjustable platform hangers in each bridge side span. Moving of these platforms was assured over existing winches. Parallel to ropes Φ22, new rope Φ12 was also installed in order to have independent security system for people working on the movable platform. Anchoring of these ropes was done over existing temporary structures already used during bridge cable installation.

5 TENSIONING OF THE NEW BRIDGE CABLES IN THE SIDE SPANS

According to MOUCHEL design, the new catenary was formed with 2x19 strands, and consequently the new anchor blocks were formed with adequate number of anchor bolts. As the number of the ropes in the new bridge cable was reduced to 2x10, there were “free” anchor bolts – they were used as supports of the steel grid system that was formed between the new ropes. Using this steel grid as supports for hydraulic jacks, it was possible to apply a controlled

force to each rope, taking care that applied forces are symmetric to longitudinal axis of each cable bundle. Tensioning was done in two stages, first to 50 kN per rope, and as final, to 75 kN per rope – calculation phases 6 & 8. During tensioning, the 10 tons and 30 tons hydraulic jacks were used.

"Repair" of the existing strands

The final operation of the cable tensioning was fine adjustment of each rope in the side spans in order to achieve a compact rope bundle. It was done using a similar procedure as for the cables in the central span, moving template roller clamp parallel with bundle fixation with adhesive tape.

Tensioning of the strands in back spans

6 ASSEMBLY AND TENSIONING OF THE HANGERS

The installation of the clamps that are carrying bridge hangers, was done when new catenary was higher than 100 cm from its level after full hanger tensioning. In the design, location changes of each clamp were calculated comparing to the shape of the catenary at the beginning of clamp installation and after hanger tensioning. Taking into account calculated horizontal offsets, surveyor marked a location of the each clamp on the catenary - final position of the each clamp should be symmetrical to the bottom hanger supports located in the bridge main truss nodes.

Schedule of the hangers' tensioning consequently followed structural calculation. The forces in the range of 100 – 200 kN per hangers support at the truss node (2 hangers Φ1", grade 10.9), were applied with single 30 tons hydraulic jack installed in the position to push. Higher forces (max 450 kN) were applied with tandem of 30 tons hydraulic jacks installed in position to pull. The control of the applied forces was done over calibrated gauges on the hydraulic pumps and indirectly over measurement of the horizontal saddle offsets on the towers as well as over measurements of achieved levels of cable sags and bridge deck middle of the central span. On the site we had 16 hydraulic jacks and we were able to apply forces in 4 truss nodes simultaneously on upstream and downstream main bridge girder.

Post-tensioning of the new hangers – 2 ENERPAC 30 tons hollow plunger jacks are installed to pull.

Post-tensioning of the new hangers – ENERPAC 30 tons hollow plunger jack is installed to push.

Geometry of the existing and new catenary – almost all hangers are post-tensioned

At the end of the phase 9, the measurement of the hanger's actual forces was done, using hydraulic jacks. According to the tensioning results, in three hangers (total 44) there were not recorded expecting results and these ones were post tensioned.

Next operation was fixation of the saddles to the towers that was followed with hanger tensioning as given in the phase 10.

When all tensioning of the hangers was finished, the comparison between geometry of the new catenary and existing catenary showed that they are almost ideally parallel – it was best confirmation that structural calculation was correctly done.

Detailed survey of the bridge was done after asphalt paving, as well as measurement of the final forces in the hangers.

As a part of an "as-built" design, all structural calculation was again done, taking into consideration actual forces in the new hangers and actual changes of the bridge deck levels.

7 FINISHING WORKS

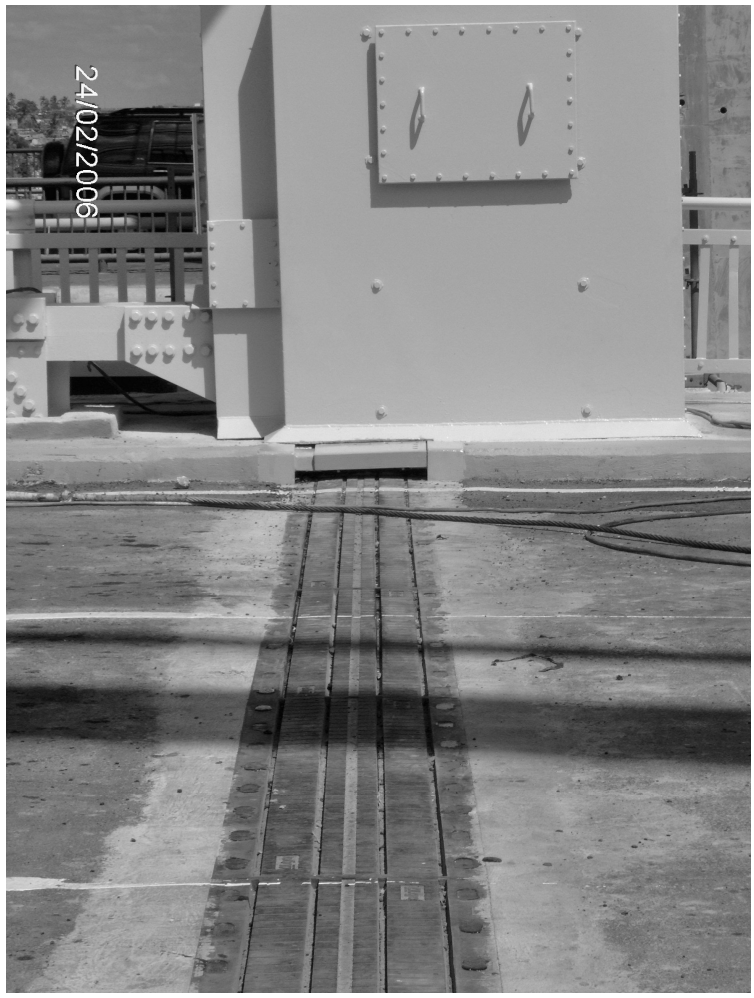
At the ends of the central span, steel finger type expansion joints were previously installed, but without gutter under them. They were in relatively good shape.

According to the Mouchel design, existing expansion joints ought to be replaced with new ones in the level of the deck without asphalt pavement. These new expansion joints were already delivered on the site - they were very complicated and should be installed before planned load transfer from existing to the new catenary. Due to shorter general construction schedule, but also due to doubt that these new expansion joint can not perform correctly under very high rotations caused by hanger tensioning, it was decided to replace them with TRANSFLEX type expansion joint that should be placed directly over existing steel fingers. The thickness of TRANSFLEX joints was equal to the asphalt thickness – they were installed after asphalt pavement. Before these operation, the fingers of the existing steel expansion joints (parts connected with the approach bridges)- were shortened – they went out of plane due to high rotations caused by changes of bridge deck geometry after hangers tensioning.

At the start of this project, the bridge was found in very poor condition having received little or no maintenance in its service life. Large areas of the corrosion protection system were detorated with paint pilling off, some crucial bridge elements lost parts of their effective steel cross section due to intensive corrosion. There were few reasons for these damages:

- bridge is practically on the sea shore – atmosphere with high salt content
- there were lot "pockets" on the bridge steel structure with trapped debris and water
- there was no dewatering system under expansion joints,

but also damages caused by a bizarre reason – some cyclists and pedestrians crossing the bridge paused to urinate against towers at walkway level. The most damaged parts of the bridge were towers under deck level, catenary, webs W shapes of the top and bottom main truss members. The works on corrosion protection during Project, consumed significant time and financial means. The method statement for works on the corrosion protection of the existing steel structure, existing catenary and hangers, as well as for strengthening steel was prepared by JOTUN, who also delivered all necessary paints.



TRANSFLEX Expansion joint

As previously mentioned, new catenary cables were protected against corrosion by CABLEGUARD system. New cables were composed of 10 Φ 45 mm galvanized spiral strands that were additionally protected with zinc paste applied around strand bundle + 9 plastic 44.5 mm filler pipes forming circular cross section. On the locations of the hanger clamps, plastic pipes were replaced with slightly threaded steel bars – bars were painted and also additionally protected with zinc paste.

Each cable bundle finally was wrapped with plastic strips 152 mm wide and 0.45 mm thick – wrapping was done with 50% overlapping. Using heat, all wrapping layers were glued to each other. Contacts between bundle wrapping and hangers clamps were first sealed with neoprene sealing rings, and than wrapped.

Electric heater on the plastic foil

8 CONCLUSION

This Project will remain to all participants in very nice remembrance due to atmosphere on the site as well as to very well done complicated job. Working on this Project, main Contractor achieved experience in the new construction method, and designers, almost at the end of their professional career, were glad that they got and successfully solved engineering task that is top in engineering professional life.

Designers' team

- Slobodan Cvetkovic
- Prof. Dr. Branislav Kolundzija
- Sandra Dimitrievska, saradnik

MOSTPROJEKT consulting engineers' team

- Stanislav Kolundzija, team leader
- Slobodan Cvetkovic
- Danilo Dragojevic
- Milan Jankovic
- Sinisa Brusin

The rehabilitated bridge few minutes before opening.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Dragan Kostić [1]

PRILOG REŠENJU PROBLEMA STABILNOSTI DVOPOJASNIH LANČANIČNIH SISTEMA

Rezime:

Rad predstavlja ekspoziciju doktorske disertacije, koja se odnosi na istraživanja u oblasti lakih visećih, prethodno napregnutih konstrukcija srednjih i velikih raspona. Teorijsko-eksperimentalni rezultati sopstvenog istraživanja odnose se na utvrdjivanje nivoa prednaprezanja koji obezbedjuje ispunjenje kriterijuma stabilnosti ovih konstrukcija. Naučni doprinos ogleda se u analitičko-numeričkom modelu statičkog proračuna, kriterijumima dinamičke stabilnosti ovih konstrukcija, preporukama za minimalne nivoe njihovog prednapreznja, kao i definisanje vetra kao udarnog i harmonijskog opterećenja na viseće konstrukcije.

Ključne reči: Viseće konstrukcije, prednaprezanje, stabilnost, dinamički uticaj vetra

CONTRIBUTION TO THE SOLUTION OF THE STABILITY PROBLEM OF THE DOUBLE LAYERED CATENARY SYSTEMS

Summary:

This paper represents an exposition of a doctoral dissertation which deals with the researches in the area of light, hanging prestressed constructions of medium and long-spans. The theoretical and experimental results of the own researches are related to the establishment of the level of prestressing which provides the fulfillment of the stability criteria of these constructions. The scientific contribution of the paper is given in its analiticaly numerical model of static calculation, in the criteria of dynamic stability of these structures, in the recommendations for the minimal levels of their prestressing, as well as in definition of the wind as a blasting and harmonious load on hanging constructions.

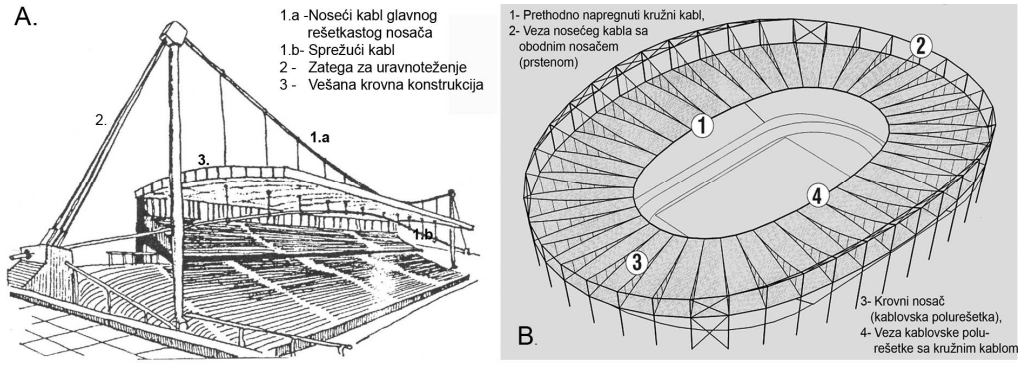
Key words: Hanging structures, prestressing, stability, dynamic wind action

[1] Dr, docent, Gradjevinskoarhitektonski fakultet Univerziteta u Nišu, dkostic@gaf.ni.ac.yu

1 UVOD

Rad predstavlja prikaz doktorske disertacije čiji je cilj doprinos rešenju najbitnijeg problema u procesu projektovanja, prefabrikacije i izvodjenja visećih prethodno napregnutih lančaničnih sistema, tj. neophodno potrebni minimalni uslovi kojima se obezbedjuje njihova stabilnost, nezavisno od vrste uticaja kojima su izložene. Posebna pažnja posvećena je problemu stabilnosti kod dvopojasnih prethodno napregnutih sistema u vertikalnoj ravni, tzv. kablovskih rešetki.

Disertacija se sastoji od deset poglavlja. U prvom, uvodnom poglavlju dat je kratak istorijski prikaz visećih sistema. Poseban osvrt, u ovoj oblasti, posvećen je nosiocima razvoja savremene teorijske i stručne misli u svetu i kod nas. Drugo poglavlje bavi se savremenim dvopojasnim lančaničnim sistemima u vertikalnoj ravni. Njihova primena počela je pedesetih godina XX veka, a u poslednjih par decenija osavremenjena je njihova osnovna forma, pa je njihov razvoj tekao u dva osnovna pravca: glavni nosači kod vešanih sistema i primarni krovni polurešetkasti nosači sa kružnim kablom (*slika 1*). Postojeći kriterijumi stabilnosti, obradjeni su u trećem poglavlju, a odnose se na granična stanja nosivosti i granična stanja upotrebljivosti. Posebno je ukazano na značaj, tzv. sile „kontakta“ u funkciji uticaja zatezanja stabilišućeg kabla, kao najbitnijeg uslova za kriterijum stabilnosti čitave konstrukcije. Problem teorijske analize visećih prethodno napregnutih kablovskih sistema korišćenjem metode konačnih pomeranja, analiziran je u četvrtom poglavlju. U petom poglavlju razradjen je analitičko-numerički postupak statičkog proračuna prethodno napregnutih kablovskih rešetki, koji u mnogome skraćuje vreme za proračun ovakvih struktura. U šestom poglavlju analizirani su primeri izgradjenih kablovskih rešetki za pokrivanje velikih raspona, prema dostupnim podacima iz literature. Utvrdjivanje nivoa prednaprezanja u funkciji stabilnosti kablovskih rešetki obradjeno je u sedmom poglavlju. Kao poseban primer, u VIII poglavlju, prikazana je eksperimentalna analiza dvopojasnih lančanica za konstrukciju krova bazena u Leskovcu, dok je u IX poglavlju sprovedena verifikacija računskog modela u odnosu na realnu konstrukciju čiji je „odgovor na prednaprezanje“ dobijen merenjem na licu mesta. Zaključci su predstavljeni u desetom poglavlju, dok su Literatura i programski paket za proračun dati u posebnom prilogu.



Slika 1 – A: Glavni nosač kod vešanih sistema, B: Primarni krovni polurešetkasti nosači

2 ANALITIČKO-NUMERIČKI MODEL STATIČKOG PRORAČUNA

Zbog svoje mnogostruke statičke neodredjenosti, proračuni ovako složenih struktura predstavljaju veoma složene zadatke. Za odredjivanje stanja napona i deformacija karakteristična su dva pristupa.

Prvi se sastoji u tome da se, koristeći uslove ravnoteže i promene dužina lančanica pri opterećenju, formiraju sistemi nelinearnih diferencijalnih jednačina, tzv. rešenje u "zatvorenom" obliku. Ovaj način je prilično komplikovan, ako se ne uvedu uprošćenja u postavci problema (kablovska rešetka se posmatra kao membrana, opterećenje je vertikalno, lančanica je gipka i plitka, ima oblik parabole, oslonci su nepomerljivi, kablovi su idealno elastični ...). Uprošćenjima se linearizuje sistem diferencijalnih jednačina i svodi na lako rešiv problem.

Drugi pristup novijeg je datuma i uslovljen je upotrebom računara, a sastoji se u tome da se sistem posmatra kao skup konačnih elemenata - štapova koji su medjusobno zglobno vezani. Nepoznate veličine su pomeranja čvorova iz kojih se u daljem postupku pribavljaju sile u štapovima, tzv. metod konačnih pomeranja (MKP). Matematički, problem se formuliše u vidu sistema nelinearnih algebarskih jednačina, koji se uspešno rešava primenom Njutn-Rafsonove metode - iterativnim postupkom, pri čemu treba pretpostaviti početne, ulazne podatke. Postupak rešavanja sistema jednačina ponavlja se sve dok vektor, koji predstavlja deo neuravnoteženog opterećenja u svim čvorovima sistema, ne bude jednak nuli ili dovoljno mali, tako da bitno ne utiče na željenu tačnost rezultata. Poseban značaj za formiranje jednačina ima tzv. matrica krutosti, koja sadrži geometrijske i fizičke karakteristike sistema. Ovaj postupak razradio je i pripremio za primenu na računaru prof.dr H.Melman [6]. Postupak je vrlo primenljiv za proračun visećih sistema, pogotovu danas u eri elektronike i sve moćnijih PC računara, čime se otvara mogućnost proračuna sistema sa velikim brojem štapova i pod najrazličitijim kombinacijama opterećenja. Osnovni problem kod proračuna ovim postupkom je kako pretpostaviti ulazne podatke za "početni" tzv. referentni položaj (sile i geometrija) imajući u vidu da u štapovima konstrukcije deluju sile, iako na nju ne deluje spoljašnje opterećenje. Za pretpostavljene sile i geometriju, sistem treba da je u ravnoteži.

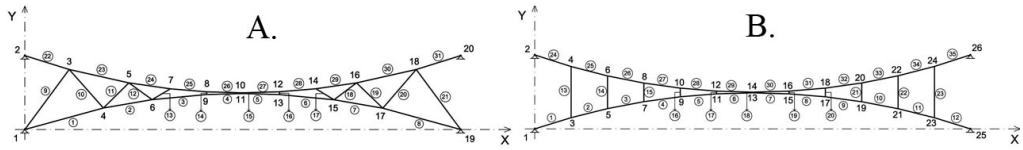
Ovaj problem rešen je uspostavljanjem analitičko-iterativnog postupka. Za pribavljanje parametara referentnog položaja korišćen je modifikovan analitički postupak profesora Balgača, koji je prilagodjen proračunu kablovskih rešetki, imajući u vidu i neke ograničavajuće elemente koji su zamenjeni opštim, pa je na taj način omogućena primena proračuna na širi krug problema. Tako prilagodjen postupak poslužio je da se napišu programski moduli za računar po kojima se parametri referentnog položaja kablovskih rešetki pronalaze sa velikom preciznošću u kratkom vremenskom intervalu. Blok šema algoritma programskih modula CABL-T, CABL-TP i CABL-N, kao i listing programskog koda u Fortranu, dati su u Prilogu disertacije.

Kvalitet analitičkog postupka prof.Balgača predstavlja uslov po kome stabilizujući kabl i pod najvećim gravitacionim opterećenjem mora zadržati u sebi silu zatezanja koja će svojom vertikalnom komponentom, tzv. „silom kontakta“, opterećivati noseći kabl izvesnim opterećenjem. „Sila kontakta“ garantuje stabilnost krova. Analize stabilnosti nekih izvedenih konstrukcija sprovedene su primenom napred pomenutih programskih modula, pri čemu su izvršene provere ravnoteže u referentnom položaju (faza potpunog prednaprezanja), kao i proračun kablovskih rešetki za projektovana opterećenja primenom MKP. Prema analiziranim primerima, predložen je model prioriteta postojećih kriterijuma, koji moraju biti ispunjeni da bi se konstrukcija kablovske rešetke mogla proglasiti stabilnom i sigurnom u eksploataciji:

(1) Maksimalna dozvoljena pomeranja konstrukcije definišu se kao minimalno potrebni lokalni ili globalni uslovi stabilnosti prema Evro Codu-3 (*L/250*).
(2) Nijedan od pojasnih kablovskih elemenata ne sme biti nenapregnut, tj. kablovski elementi u svim fazama opterećenja moraju biti zategnuti.
(3) Efektivna projektna jačina kabla mora biti jednaka ili veća od najveće vrednosti sila u kablovima koje nastaju pod uticajem različitih kombinacija opterećenja.

3 UTVRDJIVANJE NIVOA PREDNAPREZANJA U FUNKCIJI STABILNOSTI KABLOVSKIH REŠETKI

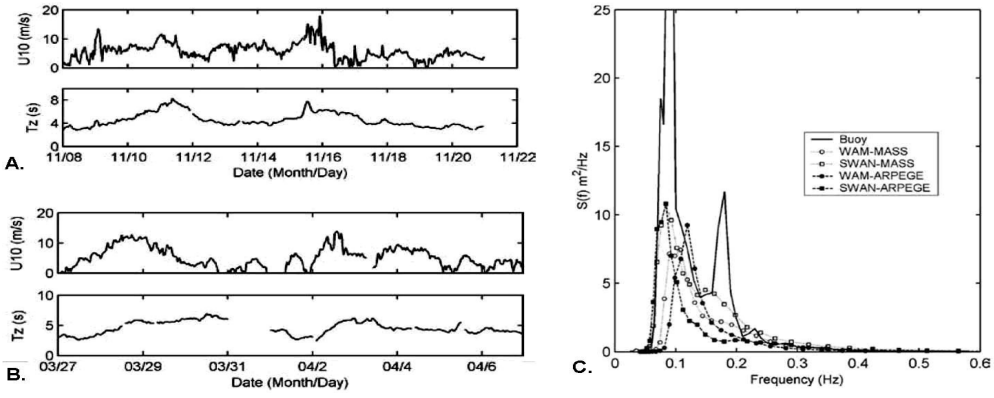
Nivoi prednaprezanja kablovske rešetke odredjeni su analizom rezultata, koji su dobijeni primenom analitičko-numeričkog modela. Konfiguracija sistema i noseći elementi (kablovi) usvojeni su na osnovu otpornosti kablova i deformacija kablovske rešetke raspona 60m [5], [6]. Analiza stabilnosti konstrukcije sprovedena je za dva osnovna tipa kablovskih rešetki, i to sa štapovima ispune koji mogu biti dijagonalni, tip "D" (*sl.2.A*), sa nagibom dijagonala 50º do 20º i sa vertikalnim štapovima ispune, tip "V", koji su na medjusobnom rastojanju od 5m (*sl.2.B*).



Slika 2 – Konfiguracija kablovske rešetke: A. sa dijagonalnim štapovima ispune – tip "D", B. sa vertikalnim štapovima ispune – tip "V"

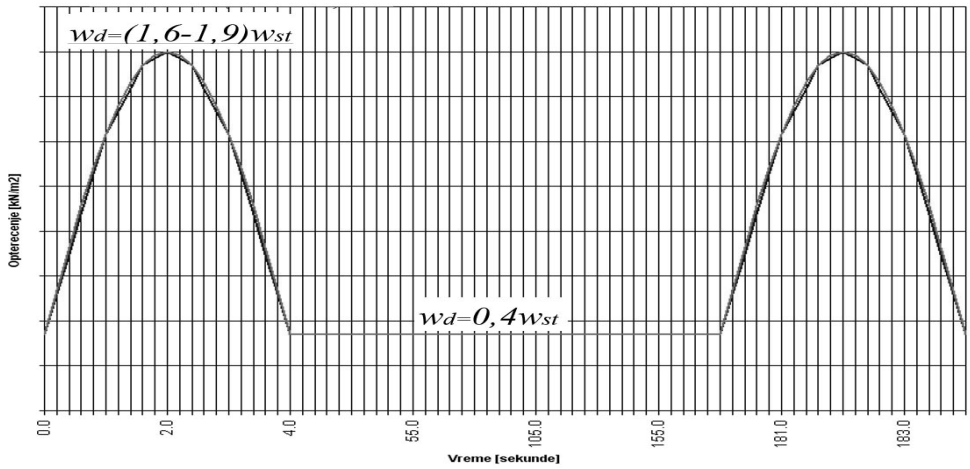
3.1 DINAMIČKA DEJSTVA VETRA NA OBJEKTE VISOKOGRADNJE

Realno očekivana opterećenja definisana su prema važećim pravilnicima, dok je vetar analiziran kao horizontalno laminarno kretanje kao slučajan i neprekidan proces koji se definiše primenom metoda matematičke statistike, mehanike turbulentnih strujanja i teorije konstrukcija.

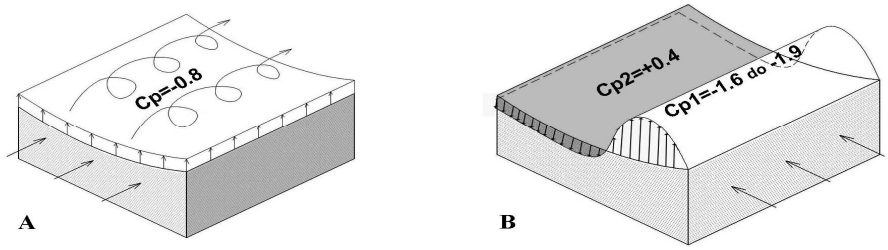


Slika 3 - Harmonijska pobuda vetra za područje delte reke Ebro u Španiji(meteorološki zapisi iz novembra 2001. i marta, aprila 2002.)

Na osnovu meteoroloških i statističkih podataka autor daje preporuku za odredjivanje uticaja vetra. Vetar treba tretirati kao opterećenje čiji se intenzitet menja u svakom trenutku vremena i to kao harmonijsku pobudjujuću silu, odnosno kao dinamičku mahovitu silu koja se ponavlja u odredjenim vremenskim intervalima posle perioda "tišine".



Slika 4 - Dinamički efekat Košave za 10-to minutne osrednjene brzine vetra po prof.Šlajhu [3]



Slika 5 - Dejstvo vetra na objekat u zavisnosti od pravca duvanja

3.2 STATIČKA ANALIZA USVOJENIH MODELA

Za različite kategorije sopstvene težine krovnog pokrivača (ultra laki $=0.15kN/m^2$, vrlo laki$=0.30kN/m^2$, laki$=0.50kN/m^2$ i srednje teški$=0.75kN/m^2$ krovni pokrivači), razmatran je model proračuna kablovske rešetke raspona 60m. Pri tome je kablovska rešetka izložena realnim kombinacijama opterećenja (6 kombinacija statičkog i 4 kombinacije dinamičkog opterećenja), a variran je nivo njene krutosti, koji je definisan „silom kontakta" u opsegu od $v=0.05$ *do* $0.70kN/m^2$. Rezultati dobijeni statičkom i dinamičkom analizom ukazali su na nivoe početnog prednaprezanja pod kojima se može očekivati ispunjenje statičkih i dinamičkih uslova stabilnosti za pojedine konstelacije opterećenja. Statička analiza sprovedena prema algoritmu po metodi konačnih pomeranja programskim modulom CABL-N.

Tabela 1 - Ispunjenost kriterijuma statičke stabilnosti

Tip modela	Nivoi prednaprezanja	Kategorije krovnog opterećenja			
		g=0.15	g=0.30	g=0.50	g=0.75
Tip **"D"**	v=0.05	U	U	U	U
	v=0.10	U	U	StSt	StSt
	v=0.15	U	U	StSt	StSt
	v=0.20	U	U	StSt	StSt
Tip **"V"**	v=0.05	U	U	U	U
	v=0.10	U	U	U	StSt
	v=0.15	U	U	StSt	StSt
	v=0.20	StSt	StSt	StSt	StSt

U – *uslovno ispunjen,* StSt – *statički stabilan*

Analizom svakog modela ponaosob i uporedno, nameću se zaključci o ispunjenosti kriterijuma stabilnosti. Postavljeni kriterijumi, ispunjeni u celosti ili delimično, daju odgovor na rešenje problema stabilnosti kablovskih rešetki za statička opterećenja. Pri tome neki od analiziranih modela:

- mogu se uslovno prihvatiti kao "stabilne" strukture, sve dok se dinamičkom analizom ne utvrdi nivo treperenja i frekventnog odziva, kao i mogućnost pojave rezonace za vremenski zavisna opterećenja (U),
- mogu se prihvatiti kao stabilne strukture za dejstvo statičkog opterećenja (StSt - statički stabilne).

Tabela 1 daje očiglednu predstavu statički stabilnih modela prema kategorijama krovnog opterećenja i nivoima prednaprezanja. Ni jedan model ne može se smatrati nestabilnom strukturom u odnosu na statička opterećenja (0).

Svoju potvrdu sveobuhvatne stabilnosti, modeli označeni kao uslovno statički stabilni (U) i statički stabilni (StSt), moraju dobiti ispunjenjem uslova dinamičke stabilnosti, kroz analizu modalnih oblika, svojstvenih frekvencija, superpozicije modalnih i harmonijskih vibracija, kao i odgovora usled vremenski zavisnog opterećenja.

3.3 MODALNA ANALIZA USVOJENIH MODELA

Dinamička analiza sprovedena kroz modalnu analizu metodom inverznih iteracija uz pomoć programskog paketa AnSys, pri čemu je u pripremnoj fazi korišćen programski modul CABL-T za pribavljanje konfiguracije sistema i sila u štapovima u referentnom položaju (faza prednaprezanja).

Od dobijenih 10 svojstvenih oblika, samo prvi do četvrti su tonovi u vertikalnoj ravni (xOy), dok su ostali u horizontalnoj ravni (xOz) ili su svojstveni vektori zanemarljivo mali (reda veličine $1*10^{-7}$). Očigledno je da se povećanjem nivoa prednaprezanja, tj. povećanjem zategnutosti modela, frekvencije povećavaju, odnosno periode oscilovanja smanjuju.

Svojstvene frekvencije veće su za model „D" (*4-5 Hz*) nego za model „V" (3-*4 Hz*), kao i za kategoriju opterećenja „***g+w***" u odnosu na „***g+s+w***".

Faktor učešća tonovih formi, najveći je za I i II svojstveni oblik vertikalnih vibracija u ravni *xOy*. Analizom sličnosti tonovih formi sažeti su zajednički I i II svojstveni oblik u zavisnosti od faktora koji se menjaju: nivo prednaprezanja ***v*** i faza opterećenja ***g+w*** i ***g+s+w,*** što je prikazano u Tabeli 2.

Tabela 2 - Tipični oblici vertikalnih tonovih formi za model tipa "D" i "V"

Faza opterećenja		***g+w***							***g+s+w***			
Nivo prednaprezanja ***v*** *[kN/m2]*		0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40	0.50	0.05	0.10	0.15	0.20
I svojstveni oblik II svojstveni oblik	0.15	√	√	√	√	√	√	√				
	0.30	√	√	√	√	√	√					
	0.50	√	√	√	√							
	0.75	√										
Nivo prednaprezanja ***v*** *[kN/m2]*		0.15	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.05	0.10	0.15	0.20
I svojstveni oblik II svojstveni oblik	0.15						√	√	√	√	√	√
	0.30					√			√	√	√	√
	0.50			√					√	√	√	√
	0.75	√	√						√	√	√	√
Nivo prednaprezanja ***v*** *[kN/m2]*		0.05	0.10	0.15	0.20				0.05	0.10	0.15	0.20
I svojstveni oblik II svojstveni oblik	0.15	√	√	√	√						√	√
	0.30	√	√	√	√						√	√
	0.50	√	√	√	√						√	√
	0.75	√	√	√	√						√	√

Zajednički svojstveni oblici koji se javljaju pri karakterističnim kritičnim fazama opterećenja (***g+w*** i ***g+s+w***) ukazuju na moguće nivoe prednaprezanja pod kojima se može očekivati ispunjenje dinamičkih uslova stabilnosti (čekirana i zabojena polja u Tabeli 2), tj. da usled harmonijske pobude u zadatom frekventnom opsegu ne dodje do velikih deformacija i rezonance, a da se usled povremenih pobuda vetrom model „relativno brzo" umiri do nivoa svojstvenih frekvenci.

3.4 HARMONIJSKA ANALIZA USVOJENIH MODELA

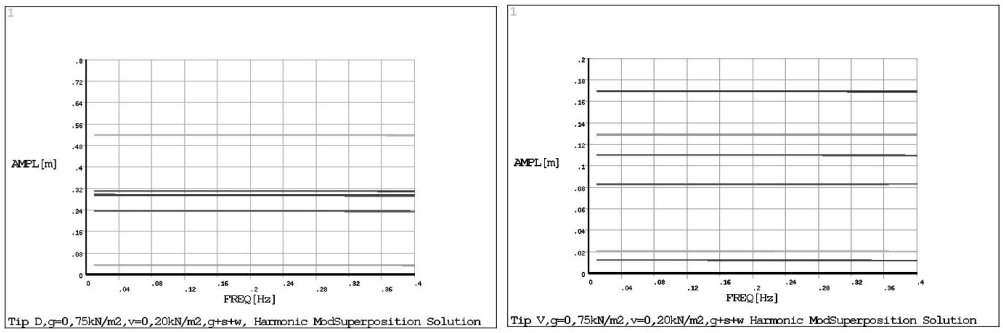
Dinamička harmonijska analiza prethodno napregnutih struktura mora biti sprovedena, kako bi se dobila slika o ponašanju strukture usled dinamičke pobude. Uslov za sprovodjenje harmonijske analize je izvršena statička, kao i modalna analiza, kako bi se iz njih koristili parcijalni rezultati proračuna. Efekat prednaprezanja preuzima se iz statičke analize.

Harmonijsi proračun izvršen je programskim paketom AnSys. Mogućnost pojave velikih deformacija i nelinearnog odgovora modela, uslovila je izbor modalne procedure (Metod inverznih iteracija) i harmonijske analize (Metod superpozicije tonovih formi).

Očekivani rezultati u ovoj fazi dinamičke analize su amplitude pomeranja čvorova modela u funkciji frekvencije napadne harmonijske sile.

Metodom superpozicije dobijenih 10 svojstvenih oblika i oscilacija dobijenih harmonijskom pobudom u definisanom frekventnom opsegu od *0* do *0,4 Hz*, dobijene su amplitude oscilatornog kretanja čvorova gornjeg pojasa modela. Povećanjem nivoa prednaprezanja, tj. povećanjem zategnutosti modela, smanjuju se amplitude oscilovanja usled harmonijske pobude.

Maksimalne oscilacije javiće se za model „D" pri najvećem opterećenju za „***g+s+w"***, dok su amplitude mnogo manje za model "V" i za fazu opterećenja „***g+w"*** i za „***g+s+w"***.
Analizom grafika amplitudnih promena za frekventni opseg od *0Hz* do *0.4Hz* (*Slika 6*), jasno je da su amplitude konstantne i da neće doći do rezonance usled delovanja usvojene harmonijske pobude. Zbog velike medjusobne sličnosti izabrana su dva dijagrama sa najvećim amplitudama za modele „D", odnosno „V".



Slika 6 - Karakteristični dijagrami amplituda čvorova gornjeg pojasa modela tipa „D“ i tipa „V“ usled superpozicije modalnih i harmonijskih oscilacija

3.5 TRANZIJENT ANALIZA USVOJENIH MODELA

Tranzijent analiza ili analiza trenutne pobude pribavlja odgovor modela u realnom vremenu, nanoseći na model opterećenja koja mogu biti i promenljiva po poznatoj zakonitosti ili prema datom vremenskom zapisu. Kako je zadati problem geometrijski nelinearan, preuzimanjem sračunatih vrednosti iz statičke analize, korišćenjem naredbe za prednaprezanje, i tranzijent analiza biće izvršena kao nelinearan problem sa mogućnošću pojave deformacija modela i sila u štapovima koje će se menjati u svakom trenutku vremena.

Analizirajući fenomen vetra definisano je dejstvo laminarnog horizontalnog kretanja vazduha kao harmonijsko u frekventnom opsegu *0Hz* do *0.4Hz* (*Slika 3*) i kao udarno-turbulentno dejstvo koje se ponavlja u vremenskom intervalu od 180 sekundi, sa trajanjem od 4 sekunde u toku kojih dobija svoj dinamički maksimum, što je prikazano na *slici 4 i 5*.

Imajući u vidu prirodu problema, neophodno je bilo primeniti proceduru koja može da izvrši analizu geometrijski nelinearnih problema. Zbog toga je primenjen programski paket AnSys, *tranzijent analiza*, tzv. *punim metodom*.

Karakteristična kritična opterećenja modela su $\boldsymbol{g+w}_{\text{dinamičko}}$ i $\boldsymbol{g+s+w}_{\text{dinamičko}}$ sa silom pobude usled vetra koja se menja u funkciji vremena ***w(t)***. Rezultat proračuna su realna pomeranja odabranih čvorova modela, sile u štapovima i frekvencije oscilovanja modela za definisani vremenski period.

Očekivani rezultati u ovoj fazi dinamičke analize su pomeranja čvorova modela, sile u štapovima modela, kao i promene frekvence oscilovanja u funkciji vremena, tj. za vremenski interval trajanja trenutne dinamičke pobude, odnosno za vremenski interval od 185 sekundi.

Rezultati pokazuju da se najveća pomeranja javljaju u čvorovima u kojima deluje dinamička sila i to u trenutku njenog maksimalnog intenziteta u trenutku *t=3sec*. Prestankom dejstva dinamičke sile, u trenutku *t=5sec,* model zbog svoje elastičnosti, nastavlja da osciluje treperenjem, tj. amplitudama oko ravnotežnog položaja koje su reda veličine od 0.6mm do 15mm. Amplitude treperenja (titranja), vrlo brzo se približavaju ravnotežnom položaju modela, tj. model ulazi u fazu oscilovanja svojstvenim frekvencijama po I tonu ili po II tonu.

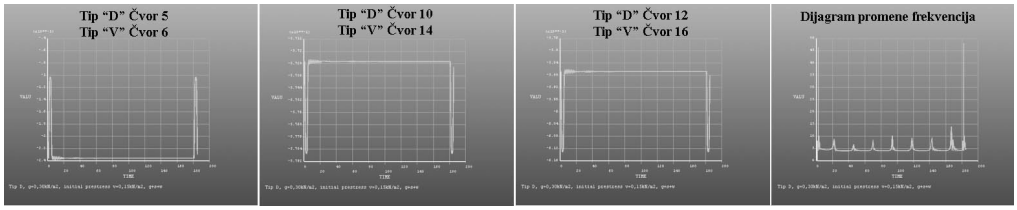
Treperenje modela „D“ nastavlja se do narednog dinamičkog udara vetra u ritmičnim intervalima od 25 do 30 sekundi, pri čemu je perioda ponavljanja fibrilacije (treperenja) duža za fazu opterećenja $\boldsymbol{g+s+w}_{\boldsymbol{d}}$.

Treperenje modela „V“ nastavlja se do narednog dinamičkog udara vetra u ritmičnim intervalima od 18 do 21 sekunde, pri čemu je perioda ponavljanja fibrilacije duža za fazu opterećenja $\boldsymbol{g+s+w_d}$.

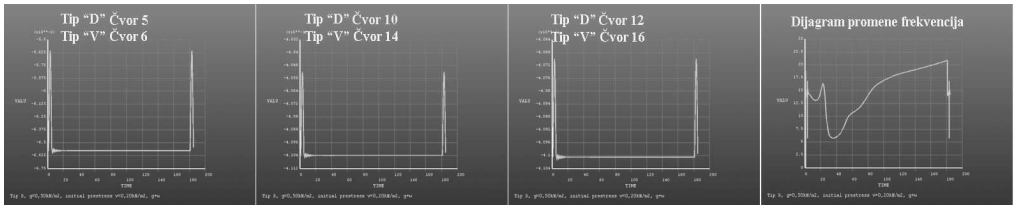
Kriterijum zadovoljenja maksimalne dozvoljene sile u analiziranim modelima zadovoljen je za sve faze opterećenja i nivoe prednaprezanja, osim za model tip „D“ sa ultra lakim krovnim pokrivačem od g=0.15kN/m^2 za $\boldsymbol{g+s+w_d}$, gde se javilo prekoračenje kriterijuma za 10.3%. Rešenje prekoračenja je usvajanje prvog narednog većeg preseka.

Tranzijent analizom dobijeni su dijagrami promena frekvencija, tj.frekventni spektar modela u vremenskom intervalu delovanja dinamičke pobude (0 do 185 sekundi). Dijagram promene frekvencija na *slici 7*, prikazuje model koji osciluje u I svojstvenom obliku sa ritmičnim treptajima. Dijagram promene frekvencija na *slici 8*, prikazuje model koji „luta“ u potrazi za svojstvenim oblikom oscilovanja, pa se ne može smatrati dinamički otpornom konstrukcijom u opštem smislu.

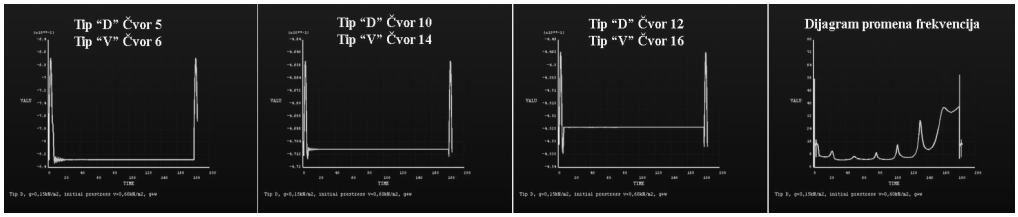
Analizom sličnosti dijagrama pomeranja karakterističnih čvorova i dijagrama promena frekvencija, sažete su zajedničke kombinacije pomenutih dijagrama, koje su prikazane na *slikama 7, 8* i 9. Kombinacije pomenutih dijagrama ponavljaju se u zavisnosti od faktora koji se menjaju: nivo prednaprezanja *v* i faza opterećenja $\boldsymbol{g+w_d}$ i $\boldsymbol{g+s+w_d}$, što je prikazano u Tab.3.



Slika 7 - *Kombinacija I: dijagrami pomeranja i frekventni spektar*



Slika 8 - Kombinacija II: dijagrami pomeranja i frekventni spektar



Slika 9 - Kombinacija III: dijagrami pomeranja i frekventni spektar

Tabela* 3 - *Tipični oblici vertikalnih pomeranja čvorova modela i frekventnog spektra, razvrstani po sličnosti, za modele tipa "D" i "V"

Faza opterećenja		***g+w***							***g+s+w***			
Tip "D"												
Nivo prednaprezanja *v [kN/m2]*		0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40	0.50	0.05	0.10	0.15	0.20
Kombinacija ***II***	0.15	√	√	√	√	√	√	√				
	0.30	√	√	√	√	√	√					
	0.50	√	√	√	√							
	0.75	√	√									
Nivo prednaprezanja *v [kN/m2]*		0.15	**0.20**	0.30	**0.35**	**0.50**	0.60	**0.70**	0.05	0.10	0.15	0.20
Kombinacija ***I***: √ *Kombinacija* ***III***: *	0.15						*	√	√	√	√	√
	0.30					*√			√	√	√	√
	0.50			*	√				√	√	√	√
	0.75	*√	√						√	√	√	√
Tip "V"												
Nivo prednaprezanja *v [kN/m2]*		0.05	0.10	**0.15**	**0.20**				0.05	0.10	0.15	0.20
Kombinacija ***I***	0.15	√	√	√	√					√	√	√
	0.30	√	√	√	√					√	√	√
	0.50	√	√	√	√					√	√	√
	0.75	√	√	√	√				√	√	√	√

Zajedničke slične kombinacije pomenutih dijagrama, koji se javljaju pri karakterističnim kritičnim fazama opterećenja (***g+w*** $_d$ i ***g+s+w*** $_d$) ukazuju na nivoe prednaprezanja pod kojima se može očekivati ispunjenje dinamičkih uslova stabilnosti (čekirana i zabojena polja Tabele 3), tj. da se usled tranzijent pobude - povremenih pobuda vetrom, model brzo umiri do nivoa nižih svojstvenih frekvenci (po mogućstvu I svojstvena frekvenca).

4 PREDLOG KRITERIJUMA DINAMIČKE STABILNOSTI

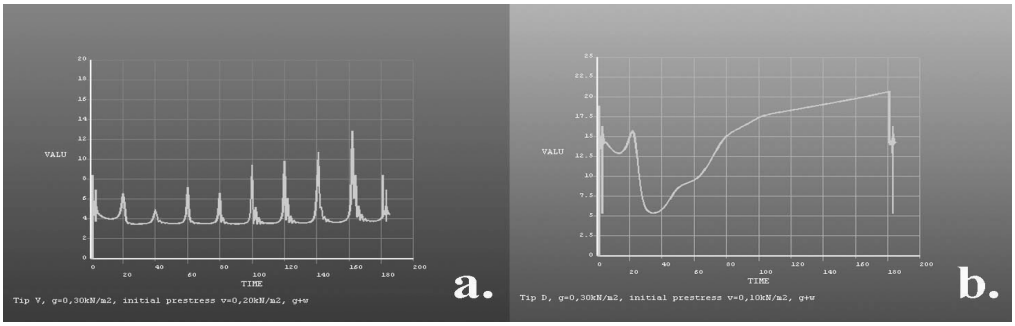
Analiza dva osnovna tipa kablovskih rešetki sa vertikalnim (tip "V") i sa kosim zategnutim štapovima ispune (tip "D"), sprovedena je za četiri definisane klase opterećenja (ultra laki krov, vrlo laki krov, laki krov i srednje teški krov), za nivoe prednaprezanja koji odgovaraju dodatnoj *sili kontakta* od 0.05kN/m^2 do 0.70kN/m^2, a za različite kombinacije statičkih i vremenski zavisnih opterećenja od vetra.

Rezultati dinamičkog proračuna pribavljeni su korišćenjem programskog paketa ANSYS, pri čemu je izvršena *modalna analiza*, *harmonijska analiza superpozicije modalnih i haramonijskih oscilacija* i *tranzijent analiza* ponašanja modela u toku vremenski zavisnog opterećenja. Kako u dostupnoj literaturi nisu definisani *kriterijumi za ocenu dinamičke stabilnosti*, autor predlaže da, model koji zadovolji sledeće kriterijume, može se smatrati stabilnom konstrukcijom :

(1) Nijedan od kablovskih elemenata ne sme biti nenapregnut, tj. kablovski elementi u svim fazama opterećenja moraju biti zategnuti. Minimalni intenziteti sila ne bi smeli biti manji od 20% sile koja je vladala u užetu u fazi prednaprezanja;
(2) Svojstveni modalni oblici treba da su što jednostavniji;
(3) Maksimalne dozvoljene amplitude pomeranja čvorova konstrukcije, usled superpozicije modalnih i harmonijskih oscilacija, treba ograničiti na $\delta max=L/200$, gde je δmax maksimalno pomeranje konstrukcije u odnosu na projektovani položaj (faza opterećenja sopstvenom težinom g);

(4) Uslovi za postizanje rezonance, usled harmonijske pobude koji dovode do velikih deformacija, moraju biti izbegnuti, tj. na modalne frekvence treba uticati nivoom prednaprezanja, tako da se ne poklapaju sa frekvencom prinudnih harmonijskih pobuda;

(5) Usled tranzijent pobude - povremenih udara vetrom, model treba brzo da se umiri do nivoa nižih svojstvenih frekvenci (po mogućstvu I). Punom tranzijent analizom treba pribaviti dijagrame promene frekvencija. Mogući oblici ovih dijagrama ukazuju na model koji osciluje u I svojstvenom obliku sa ritmičnim treptajima (*Slika 10.a*), i model koji „luta" u potrazi za svojstvenim oblikom oscilovanja (*Slika 10.b*), pa se ne može smatrati dovoljno otpornom konstrukcijom u dinamičkom smislu.



Slika 10- Dijagrami promena frekvencija: a) dinamički otporan model, b) dinamički neotporan model

Predloženi kriterijumi, mogli bi se primenjivati na sve elastične, viseće konstrukcije.

5 NIVOI PREDNAPREZANJA STABILNIH KABLOVSKIH REŠETKI

Dobijenim rezultatima odredjeni su nivoi prednaprezanja, tj. „sila kontakta" koja treba da deluje na stabilizujuće uže kablovske rešetke u fazi najvećeg gravitacionog opterećenja, da bi za odredjenu kategoriju težine krovnog pokrivača konstrukcija bila stabilna prema predloženim kriterijumima.

TABELA 4 - Ispunjenost kriterijuma dinamičke otpornosti

Tip modela	Nivoi prednaprezanja	Kategorije krovnog opterećenja			
		g=0.15	**g=0.30**	**g=0.50**	**g=0.75**
Tip **"D"**	v=0.15	N	N	N	N
	v=0.20	N	N	N	DynR
	v=0.35	N	N	DynR	
	v=0.50	N	DynR		
	v=0.70	DynR			
Tip **"V"**	v=0.10	N	N	N	N
	v=0.15	N	N	N	N
	v=0.20	DynR	DynR	DynR	DynR

N – *neotporan,* DynR – *dinamički otporan*

6 TEORIJSKO-EKSPERIMENTALNA ANALIZA LANČANICA

Posebnu zahvalnost autor ovom prilikom iskazuje dr Ljubomiru Vlajiću za svesrdnu pomoć pri ispitivanju lančanica u Leskovcu.

Postupak verifikacije računskog modela u odnosu na realnu konstrukciju čiji je „odgovor na prednaprezanje“ dobijen merenjem na licu mesta, a uporedjenjem rezultata dobijenih statičkim merenjima na kablovskoj rešetki KR-5 sa rezultatima dobijenim metodom konačnih pomeranja, konstatovane su razlike u pomeranjima čvorova i silama u štapovima. Teorijski rezultati dobijeni su primenom programskih modula CABL-T, CABL-TP i CABL-N. Odstupanja izmedju eksperimentalnih i teorijskih rezultata, su posledica neaktivnih veza izmedju nosećeg i stabilizirajućeg užeta. Detaljno su analizirani računski modeli, koji su korigovani isključivanjem pojedinih štapova ispune, da bi dobio slaganje eksperimentalnih i teorijskih vrednosti. Teorijski rezultati korigovanog računskog modela koji su pokazali najveća slaganja sa rezultatima ispitivanja, verifikovali su računski model za koji su pribavljene dinamičke osobine pogodne za uporedjenje sa eksperimentalnim podacima. Dinamičkim ispitivanjem, sa dva inercijalna instrumenta, dobijeni su akcelerogrami iz kojih se brzom Furijeovom metodom dobijeni podaci pogodni za uporedjenje sa računskim. Računski podaci dobijeni su programskim paketom AnSys, modalnom analizom metodom inverznih iteracija. Statički i dinamički odgovori usvojenog korigovanog osnovnog numeričkog modela, u poredjenju sa eksperimentalno dobijenim rezultatima, poklapaju se u granicama statističke pouzdanisti (90% do 100%). Samim tim može se reći da je usvojena i primenjena metodologija proračuna, uz pomoć programskih modula CABL-T, CABL-TP i CABL-N, lako primenjljiva na klasu problema koji je rešavan u ovom poglavlju.

7 ZAKLJUČCI

Istraživanje, prikazano u ovom radu, odnosi se na analizu visećih prethodno napregnutih konstrukcija tipa kablovske rešetke, sa aspekta ostvarenja minimalnih uslova za stabilno ponašanje ovih geometrijski nelinearnih struktura pod dejstvom statičkih i vremenski zavisnih opterećenja od uticaja vetra. Imajući u vidu savremena stremljenja u svetu, doprinos rešenju problema stabilnosti dvopojasnih lančaničnih sistema, autor disrtacije dao je formirajunjem analitičko-numeričkog modela (odeljak 2), uspostavljajući kriterijume dinamičke stabilnosti ponašanja visećih konstrukcija (odeljak 4), definisanim minimalnim nivoima sila prednaprezanja prema kategorijama krovnog opterećenja za koje su ispunjeni uslovi dinamičke stabilnosti (odeljak 5). Pored toga, predložena je metodologija vrlo racionalnog proračuna kablovskih rešetki za sve tipove opterećenja (odeljak 6), i što je veoma značajno, predložen je model opterećenja od vetra na elastične konstrukcije, kao harmonijska i udarna dinamička pobuda (odeljak 3).

LITERATURA

[1] *Prilig rešenju problema stabilnosti dvopojasnih lančaničnih sistema* / D.Kostić, doktorska disertacija GAF Niš, 2007.
[2] *Uticaj vetra na konstrukcije* / P.Sachs, GK Beograd, 1986
[3] *O lakim konstrukcijama* / J.Schlaich, Izgradnja, 1988.(7)
[4] *Evaluation of Two Atmospheric Models for Wind-Wave Modelling in the NW Mediterranean* / R.Bolanos-Sanches, A.Sanchez-Arcilla, J.Cateura, Journal of Marine Systems, 2006
[5] *Cable suspended roofs* / P.Krishna, McGrow Hill, 1986.
[6] H.Mollmann: „Analysis of hanging roofs using the displacement method“, Lingby R21,1971.
[*] Literatura se navodi u disertaciji i sadrži 118 naslova

UVODNA IZLAGANJA

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Milenko Pržulj[1]

VIADUKTI I MOSTOVI NA AUTOPUTEVIMA

Rezime

Pored uvodnog općenitog dijela o autoputevima i mostovima u članku je dat pregledan prikaz stanja i trendova razvoja koncipiranja, projektovanja i izgradnje mostova i viadukata, na savremenim autoputevima. Ističe se značaj izbora pravilne koncepcije konstrukcije i tehnologije građenja objekata sa ciljem, da se ostvare funkcionalni, stabilni, ekonomični i skladni objekti.

Članak sadrži sledeća poglavlja:

Uvod, stanje i razvoj viadukata i mostova, savremene tehnologije izgradnje viadukata i mostova u Sloveniji. Opširno su analizirani padinski viadukti, posebno iz aspekta specifičnosti temeljenja na nestabilnim padinama.

Ključne riječi: viadukti, mostovi, autoputevi, padinski viadukti, temeljenje, bunari, geotehnička sidra

VIADUCTS AND BRIDGES ON MOTORWAYS

Summary

In addition to the introductory general part dealing with motorways and bridges, the paper provides a presentation of the present condition and development trends in the field of planning, designing, and constructing of bridges, and viaducts, on contemporary motorways. The importance of a correct structural design as well as of adequate construction technology is emphasized with the aim to create stable, economical, harmonic and aesthetic structures.

The paper includes the following chapters: Motorways and bridges in general, Present condition and development of bridges, State-of-the-art technologies of constructing the viaducts and bridges in Slovenia. Slope viaducts are detailed analised, particular from the aspect of foundations on the unstable slopes.

Key words: Viaducts, Bridges, Motorways, Slope Viaducts, Foundations, Wells, Ground Anchores

[1] prof.dr., Konsultant u DDC svetovanje inženiring, Kotnikova 40, Ljubljana, Slovenija

1. UVOD

Izgradnja autoputeva je jedna od najvećih intervencija u prostor i prirodu i znatno utiču na njihovu izmjenu u funkcionalnoj, ekološkoj i psihološko-vizuelnoj ravni.

Autoputevi su odgovor na potrebe modernog vremena koje traži brze, sigurne saobraćajnice za razmjenu ljudi, informacija, sirovina i proizvoda.

Autoput i motorna vozila pružaju najveći stepen individualne, porodične i kolektivne slobode za kretanje radi rada, rekreacije, sporta i zadovoljenja svih drugih potreba.

Osnovna namjena autoputa i tendencija da se što ekonomičnije izgradi čim više kilometara prijeti da ugrozi osnovne vrijednosti prostora i prirode.

Nove autoputeve je poželjno shvatiti i kao moćno sredstvo za uspostavu povezanosti i reda u ruralnom i urbanom prostoru. Autoputevi pogoduju zakonitosti dinamičkog širenja urbanih prostora i decentralizacije većih gradova. Pored svoje osnovne saobraćajno-razvojne funkcije omogućuju integraciju prostora. Izbor trase je osnova za interpolaciju autoputeva u prostor.

Most nastaje kao kompozicija, morfološko-geološko-hidroloških osobina prostora u kome se ostvaruje inženjerske konstrukcije, namjene, materijala, oblika, tehnologije građenja, sigurnosti, trajnosti, ekonomičnosti i interpolacije u prirodni i urbani prostor.

Most se projektuje prema prirodnim uslovima prepreke, elementima saobraćajnice i pravilima građevinske teorije i prakse. Uspjeh kompozicije mosta rezultat je znanja, iskustva i vještine projektanta. Samo istaknuti graditelji mostova koje krasi radost stvaranja mogu školovanom stvaralačkom vještinom i iskustvom objediniti cjelovitu kompoziciju.

Koncept dispozicionog rješenja mostova (prvenstveno izbor nosivog sistema) nastaje iz osobina i korelacije namjene, morfologije prepreke, geološke građe terena, geometrije saobraćajnice, okupiranosti terena na lokaciji objekta, mogućnosti i osobina materijala, potencijalnih savremenih tehnologija građenja i niza drugih relevantnih podataka iz raspoloživih podloga za projektovanje.

Svaka uspjela kompozicija mosta nosi svoj estetski nivo koji je rezultat duhovne zrelosti autora. Test vremena dovoljno dobro sudjeluje u izboru između dobro i loše izgrađenog mosta.

Mostovi treba da ispunjavaju tri osnovna kriterija: korisnost, dugotrajnost i ljepotu. Mostovi se grade na mjestima gdje se pokažu stvarne potrebe da neka saobraćajnica premosti prirodnu ili vještačku prepreku, zato je relativno jednostavan i vjerodostojan dokaz njihove korisnosti. Dugotrajnost (trajnost) mostova je neophodan kriterij, koji proizlazi iz značaja, cijene i funkcije. Ljepota i sklad oblika – estetika mostova proizlaze iz funkcije, trajnosti i obaveze, da se novim volumenom ne ugrozi prirodni ili urbani sklad ambijenta.

Kod projektovanja mostova konstrukter je nosilac projekta, što podrazumijeva obavezu, da uz funkciju, pouzdanost (sigurnost i trajnost) ostvari i skladan oblik inženjerske konstrukcije i objekta kao cjeline.

Na autoputevima je velik broj viadukata, mostova, i inženjerskih konstrukcija 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.

Za autoputeve u brdovitom i planinskom prostoru neminovni su viadukti, posebno padinski viadukti koji imaju niz specifičnosti u projektovanju i izgradnji.

Od pet poznatih nosivih sistema mostova (gredni, okvirni, lučni, viseći i zavješeni) najviše se primjenjuju gredni mostovi. Preko 80 % svih izgrađenih mostova su betonski gredni mostovi i ta tendencija se nastavlja.

Veličina raspona, ukupna dužina, konstrukcija poprečnih presjeka, način oslanjanja i prenosa uticaja sa rasponske konstrukcije na potpore i tehnologija gradnje mijenjali su se u toku više od 100 godina razvoja betonskih mostova.

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 pravcu savladavanja mostova većih raspona, koji su bili nedostižni za armirani beton, i u pravcu razvoja tehnologija građenja.

Zaostajanje u razvoju i primjeni čeličnih unificiranih skela i oplata i ostale opreme za betoniranje „in situ“ su razlozi što je armirani beton bio 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 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, posebno čelik.

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.

Montažne prednapregnute armirano betonske konstrukcije, ako se zasnivaju na provjerenim i adekvatnim konstruktivnim i tehnološkim rješenjima, imaju ekonomske 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.

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.

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.

Za manje i srednje mostove ukupne dužine do 100 m u savremenoj praksi se projektuju i grade integralni betonski mostovi.

Integralni – okvirni betonski mostovi su bez dilatacija i ležišta. Izgradnja integralnih mostova je monolitna, ili djelimično montažna, dimenzije 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.

2. STANJE I RAZVOJ MOSTOVA

Pored brojnih mostova, viadukata, nadvožnjaka i podvožnjaka na autoputevima i brzim željeznicama u poslednjim decenijama potencirano je povezivanje otoka sa kopnom, premoštavanje moreuza i fjordova, premoštenja širokih rijeka i dubokih dolina i denivelisan prijelaz autoputeva i brzih željeznica preko urbanih prostora.

Rasponi, ukupne dužine i visine mostova svih nosivih sistema i materijala su dostigli izuzetne veličine, nezamislive samo prije pedeset godina.

Gredni betonski mostovi daleko su najbrojniji objekti na postojećim i novim saobraćajnicama. Rasponi i ukupne dužine betonskih mostova su u širokim granicama od 5 – 300 m odnosno njihove dužine od 10 m do 20 km. Raspon od 300 m postignut je na mostu Raftsundet u Norveškoj, na mostu Prince Edvard u Kanadi i na mostovima u Japanu.

Gredni čelični most Niteroi – Rio de Janeiro ukupne dužine 14 km sa glavnim rasponom od 300 m je izgrađen 1975. godine. Gredni čelični rešetkasti mostovi rekordnih raspona 518 i 548 m su izgrađeni još u početku 20. stol. u Škotskoj i Kanadi.

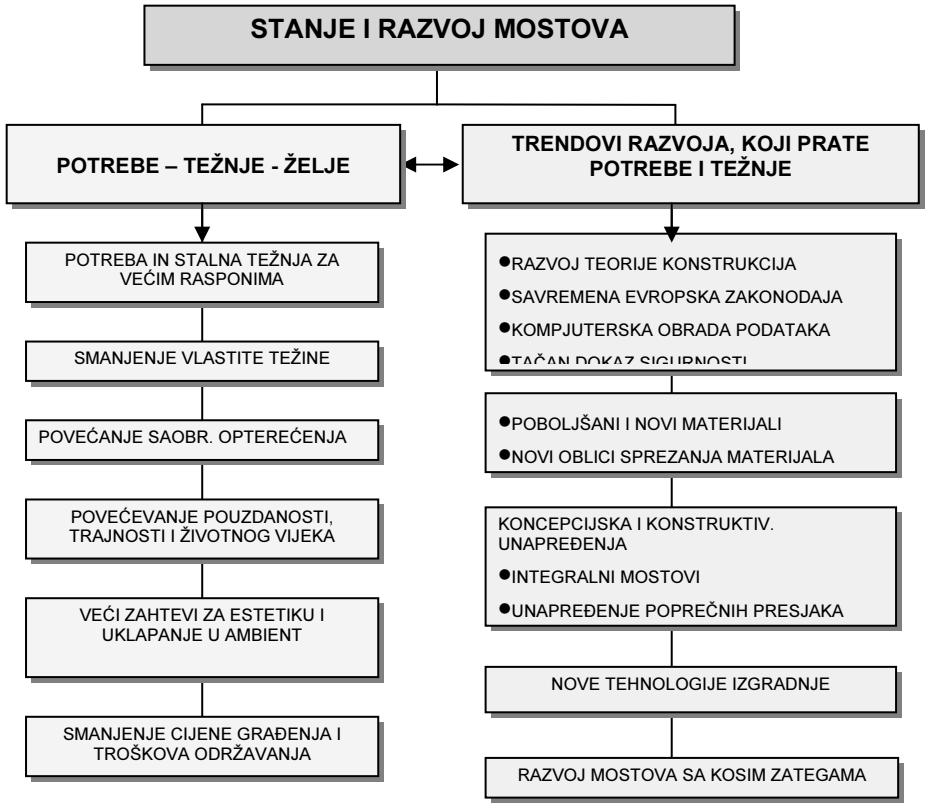
Lučni betonski most za povezivanje najvećjeg jadranskog otoka Krk sa kopnom, sa rasponom od 390 m, koji je izgrađen po tehnologiji proste konzolne gradnje je bio rekordan sve do prije deset godina. Kinezi su 1997. godine izgradili lučni most Wanxian sa rasponom 425 m. Sandučasti presjek luka ima obbetonirane čelične cjevi.

Lučni čelični most sa rekordnim rasponom luka 518 m, izgrađen je 1976. godine u SAD. Od brooklynskog visećeg mosta sa rasponom od 486 m iz 1883. godine do danas su viseći mostovi dosegli izuzetno velike raspone. Reprezentativni srednji raspon između pilona iznosi sada 1990 m na mostu Akashi Kaikyo u Japanu, koji je izgrađen prije pet godina. U pripremi je izgradnja visećeg mosta preko Mesinskog kanala za povezivanje Sicilije, raspona 3200 m. Zavješeni mostovi su se u poslednjih 50. godina razvijali najdinamičnije i najbrže. Od mosta Stroemsund u Švedskoj, koji je izgrađen 1955. godine sa rasponom 182 m do Normandi mosta u Francuskoj, koji je izgrađen 1994. godine i ima raspon 856 m je prošlo samo 40. godina.

2.1. SMANJENJE VLASTITE TEŽINE MOSTOVA I POVEĆANJE KORISNOG OPTEREĆENJA

Jedan od nedostataka najviše primjenjenih betonskih mostova je veliki uticaj vlastite težine na statičke veličine, koje dostižu vrednosti 50 – 80 % ukupnih statičkih uticaja. Tendencija za povećanjem korisnih opterećenja putnih i željezničkih mostova je stalna i posljedica je realnih potreba privrede i razvoja. Masa normiranih vozila za putne mostove se je u zadnjem stoleću povećala od 120 kN do 1000 kN, t.j. desetorostruko. Prevoz izvanrednih tereta sada dostižu i 7.000 kN ukupne mase. Za prevoz ovakih tereta rješenje se nalazi u primjeni specijalnih transportnih vozila sa velikim brojem osovina i točkova. Na smanjenje vlastite težine betona se može uticati i sa upotrebom lakih agregata ili upotrebom betona velike čvrstoće. Za mostove raspona preko 200 m su u prednosti znatno lakše spregnute i čelične konstrukcije mostova.

Upotreba visokovrijednih betona i vanjsko prednaprezanje omogućuju smanjenje dimenzija poprečnih presjeka a time i težine rasponskih konstrukcija betonskih mostova. Posebno je moguće smanjenje debljine rebara sandučastih presjeka koji su najvišje primjenjeni presjeci za mostove raspona većih od 40 m.



Slika 1. Shematski prikaz stanja i razvoja mostova

2.2. POVEĆANJE POUZDANOSTI, TRAJNOSTI I ŽIVOTNOG VIJEKA MOSTOVA

Veliki opseg oštećenja betonskih mostova, posebno onih, koji su bili izgrađeni kao montažni, je usmerio pozornost na istraživanja i rješenja, koja povećavaju trajnost i pouzdanost mostova. Životni vijek mostova (80 – 120 godina) je sada unapred određena kategorija, koju je potrebno dostići sa pravilnom investicionom politikom, istraživanjem, dobrim projektima i kvalitetnom izgradnjom. Na trajnost betonskih mostova najviše utiče pravilna koncepcija, konstruktivna rješenja, tehnologija i kvalitet gradnje, izbor materijala, posebno betona, pravilna rješenja opreme, posebno odvodnje te redovno i investiciono održavanje mostova. Smjernice za projektovanje mostova utiču na sigurnost i trajnost mostova. Povećanje pouzdanosti mostova ima svoju cijenu, koja je gledajući na koristi, koje se time postižu, posebno u smanjenju troškova za održavanje, relativno mala. Selektivnim izborom materijala za površinsku zaštitu, povezano sa lokacijom mosta i uticajem okoline, je moguće djelimično uticati na povećanje trajnosti mostova.

2.3. SMANJENJE CIJENE GRAĐENJA I ODRŽAVANJA

Smanjenje cijene izgradnje mostova je stalna i pozitivna tendencija investitora pod uslovom, da ne utiče na kvalitet izgradnje i pouzdanost mosta. Na smanjenje cijene gradnje se utiće dobrim savremenim projektom objekta, pravilnim izborom savremenih tehnologija građenja i tržišnom konkurencijom između sposobnih i profesionalnih izvođača. Mostovi, koji su izgrađeni po kriteriju povećane trajnosti omogućuju manje troškove održavanja. Pravilno i pravovremeno odklanjanje oštećenja na opremi i konstrukciji mostova, posebno na sistemu odvodnje, smanjuje cijenu i obim sanacija i rekonstrukcija. Želje investitora za nerealno niskim cijenama i kratkim rokovima izgradnje ima za posljedicu smanjenje trajnosti i povećanje troškova održavanja.

Na lijevoj strani sheme (slika 1) su pokazani odgovori savremene prakse i razvoja mostova na želje i težnje u mostogradnji. Radi ograničenog opsega rada analizirali smo samo neke od naznačenih trendova razvoja mostova.

2.4. NOVI I NOVELIRANI MATERIJALI I OPREMA MOSTOVA

Beton je neuporedivo najvišje upotrebljeni materijal u minulom stoleću, za sve vrste konstrukcija. Obim upotrebe betona raste u svim državama bez obzira na njihov tehnički nivo. Sa sigurnošću se može tvrditi, da će se taj razvoj nastaviti i da će se proširiti obim upotrebe betona, pored ostalog i na objekte saobraćajne infrastrukture.

Za mostove i viadukte velikih raspona je poželjno i smisleno čim veće smanjenje dimenzija poprečnih presjeka i vlastite težine rasponske konstrukcije, a to je moguće dostići sa upotrebom betona visoke čvrstoće. Obim i visok stupanj oštećenja betona, posebno na konstrukcijama mostova je u razvijenim državama inicirao istraživanja za razvoj i upotrebu visokovrijednih betona.

Pri uvođenju visokovrijednih betona se ne bi smjela ponoviti greška, da je visokovrijedni beton novi materijal, kako se to smatralo pri uvođenju prednapregnutog betona. Treba razlikovati beton visoke tvrdoće (HSC – high strength concrete) i visokovrijedni beton (HPC-high performance concrete). Visokovrijedni beton pored visoke čvrstoće ima znatno bolje osobine u pogledu trajnosti i postojanosti u agresivnim sredinama.

Osnovni sastavi visokovrijednih betona su jednaki kao kod betona normalne čvrstoće. Za postizanje viših čvrstoća se dio cementa nadomjesti sa mineralnim dodacima (mikrosilika, elektronski pepeli). Sa upotrebom mineralnih dodataka se kalcijev hidroksid pri pucolanskoj reakciji pretvori u kalcijev silikat hidrat, koji povećava čvrstoću.

Poboljšanje karakteristike visokovrijednih betona:

- velika čvrstoća u poređenju sa vlastitom težinom, posebno kod lakoagregatnih visokovrijednih betona,
- brzo postizanje velikih čvrstoća što omogućuje brže građenje,
- veća otpornost na abrazijo,
- veća otpornost na smrzavanje,
- manje upijanje vode, manja vodonepropusnost, niži koeficijent difuzije CO_2 i kloridnih jona i bolja zaštita armature pred korozijom,
- bolje reološke osobine;

Nedostaci visokovrijednog betona:

- viša cijena u poređenju sa normalnim konstrukcijskim betonom,
- strožija kontrola sastava i izvedbe betona,

- povećanje krutosti nije srazmerna sa povećanjem čvrstoće,
- sa povećanjem čvrstoće na pritisak visokovrijedni betoni postaju lomljiviji, manja je žilavost, koja je neugodna pri preuzimanju dinamičkih opterećenja,
- čvrstoća na zatezanje raste mnogo sporije od čvrstoće na pritisak, vrednost E modula raste još sporije;

Istinski nov i potencijalan materijal za mostove i druge nosive konstrukcije je plastika ojačana vlaknima (Fibre Reinforsed Plastics–FRP).Tri najčešća tipa FRP materijala za armaturu (lamele) i kablove na mostovima su:

- plastika ojačana karbonskim vlaknima (CFRP),
- plastika učvršćena staklanim vlaknima (GFRP) i
- plastika učvršćena aramidnim vlaknima.

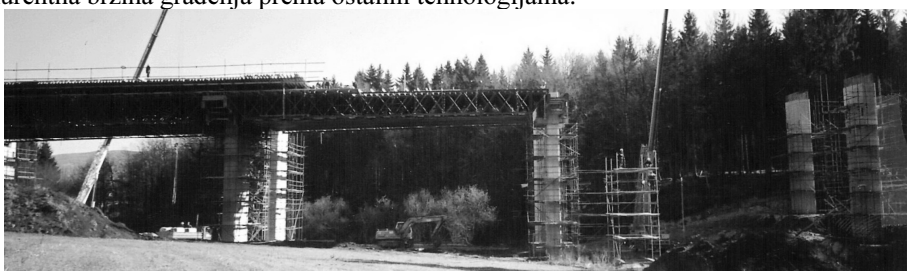
3. SAVREMENE TEHNOLOGIJE GRADNJE RASPONSKIH KONSTRUKCIJA VIADUKATA I MOSTOVA U SLOVENIJI

Redovni pregledi mostova, podaci iz banke podataka o mostovima, iskustva sa rehabilitacije mostova i informacije iz stručne literature upozorile su na velika oštećenja nosivih konstrukcija mostova izgrađenih iz montažnih nosača. Od 1995. godine u Sloveniji kao i drugim tehnički razvijenim državama data je prednost tehnologijama monolitne izgradnje mostova. Cijela konstrukcija mostova bez obzira na dužinu je neprekinuta cjelina sa dilatacijama samo na obalnim stubovima.

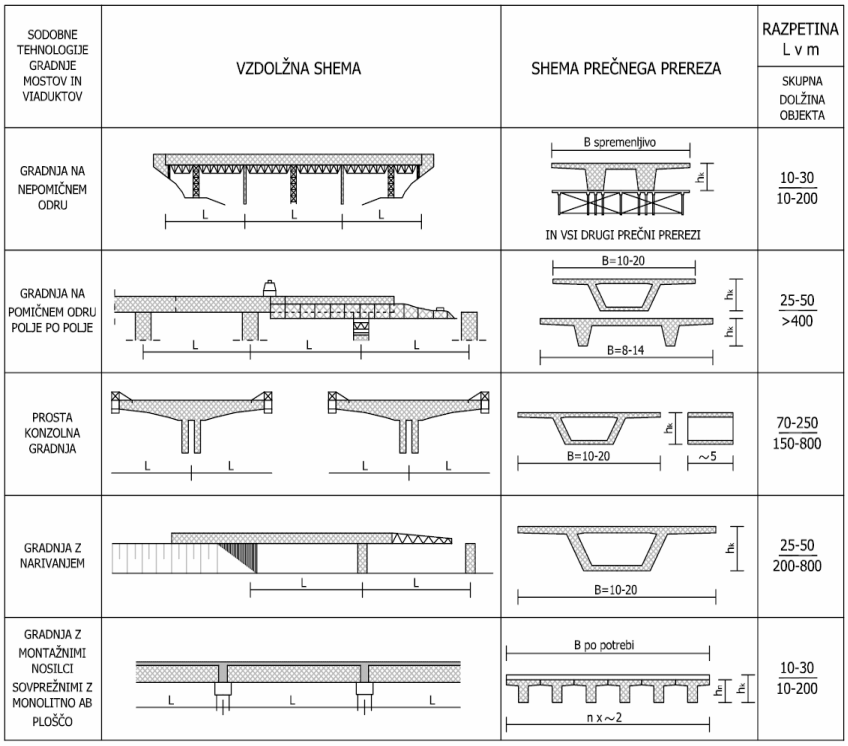
3.1. GRADNJA NA FIKSNOJ SKELI

Izgradnja na fiksnoj skeli je reafirmisana sa novim rješenjima skela korištenjem čeličnih rešetkastih nosača za raspone do 30 m i ukupne dužine mostova do 200 m. Kada se građevinske firme opreme sa čeličnim rešetkastim nosačima modularnih raspona od 10 do 30 m i ostalom potrebnom opremom tada je izgradnja na skeli konkurentna. Posebna prednost izgradnje na skeli je primjena kod konstrukcija mostova sa komplikovanom geometrijom kao što su objekti na petljama i slične konstrukcije.

Betoniranjem „polje po polje“ ili 2 do 3 polja u jednoj fazi sa faznim prednaprezanjem je moguće prijenos skele iz polja u poje, što je značajno na izvođača koji raspolaže sa manjom količinom opreme Uigrane ekipe izgrade jedno fazu od dva polja za 14 dana što je konkurentna brzina građenja prema ostalim tehnologijama.



Slika 3: Viadukt Tabor betoniran na fiksnioj prenosnoj skeli



Slika 2 Shematski prikaz savremenih tehnologija izgradnje rasponskih konstrukcija mostova

3.2. GRADNJA NA POMIČNOJ SKELI

Tehnologija izgradnje rasponskih konstrukcija mostova i viadukata na pomičnoj skeli i oplati polje po polje, je racionalna za raspone 25 – 45 m i mostove veće dužine od 400 m. Težina i cijena čelične konstrukcije – pomične skele su razlog, što su slovenačke firme ovu opremu za izgradnju viadukata Verd, Reber i Šumnjak iznajmili u Njemačkoj i Italiji. Kupovina ove opreme težine od 400 do 500 tona je smislena, ekonomična ako izvođači imaju osiguran posao na više dugih viadukata.

Na izgradnji visokog i dugog viadukta Reber čelična pomična skela se oslanjala na čelične oslonce pričvršćene na vrhu stubova. Kod izgradnje relativno niskog viadukta Šumnjak na brzom putu prema Novoj Gorici, pomična skela se oslanjala na vlastite čelične oslonce, neposredno uz stubove viadukta (slika 4). Pomična skela na viaduktu omogućila je brzu izgradnju dva viadukata dužine po 691 m koji su u „S“ krivini sa vitoperjenjem, gdje nije bila moguća primjena drugih tehnologija.

Slika 4: Viadukt Šumljak izgrađen sa pomičnom skelom.

3.3. SLOBODNA KONZOLNA GRADNJA

Tehnologija slobodne konzolne izgradnje se upotrebljava za viadukte i mostove sa tri i više velikih raspona od 60 – 200 m sa kojom se relativno jednostavno premoštavaju duboke i teško pristupne vodene i suhe prepreke. Na vrhu izgrađenih stubova betonira se bazni dio i to čini osnovicu (stol) na koji se montiraju čelične pomične krletke, koje služe za sukcesivno betoniranje, armiranje i prednaprezanje lamela dužine cca 5 m, simetrično na obje strane stola.

Od prvih mostova preko Drave u Ptuju i Mariboru pa do sada u 40. godina je u Sloveniji izgrađeno više mostova i viadukata po ovoj tehnologiji. Svaki novi primjer slobodne konzolne gradnje je davao mogućnost poboljšanja opreme i tehnologije. Pri viaduktu Moste je prvi put upotrebljena konzolna gradnja sa tri stola sa rasponima 120 m (132 m) i za niveletu u jednostranom nagibu. Poprečni presjek viadukta širine 20,9 m je bio jedinstven sandučasti presjek. Savremena statička i dinamička analiza je slijedila stvarnu reologiju betona tako da je niveleta viadukta izgrađena sa potrebnim nadvišenjem i skladna je sa projektovanom niveletom autoputa.

Na viaduktu Ločica na autoputu Ljubljana-Maribor je optimalan položaj trase postignut sa izradom studije za maksimalnu zaštitu okoline. Veličina raspona i položaj potpora su usklađeni sa morfologijom padine i dolina na krajevima viadukta, tako da se dobio skladan i logičan odnos veličine raspona i visine potpora. Specifična rješenja dubokog temeljenja na bunarima na strmoj padini je omogućilo minimalna oštećenja terena.Tehnologija proste konzolne gradnje viadukata sa deset stolova bez krute veze stubova i rasponske konstrukcije je bila vrlo zahtjevna. Elastično sidrenje i uravnoteženje rasponske konstrukcije sa zategama iz visokovrijednog čelika koje su se ankerovale u tlo ili u temelje stubova, je bilo racionalno rješenje i prvi put upotrebljeno na ovim prostorijima. Regulisanje položaja rasponske konstrukcije iz vrha stubova je vršeno sa sinhroniziranim presama. Na ovom viaduktu je prvi put upotrebljena potresna izolacija za zaštitu objekta na potres.

Slika 5: Dio viadukta Ločica u toku izgradnje

Pri najdaljem viaduktu na slovenačkim autoputevima, viaduktu Crni Kal dužine 1065 m, je bila upotrebljena slobodna konzolna gradnja na dijelu 7 velikih raspona 60+120+3 x140+120+75 m sa šest stolova. Dio viadukta sa manjim rasponima 60+3x50+40 m je izgrađena na nepomičnoj skeli polje po polje. Razdvojene armiranobetonske rasponske konstrukcije viadukta se na dijelu velikih raspona oslanjaju na zajedničke stubove koji su na vrhu rascepljeni. Stubovi visine 36 – 90 m imali su poprečni presjek iz tri čelije sa temeljenjem na eliptičnim šupljim bunarima dubine 15 do 18 m. Cjelokupna konstrukcija viadukta je u radiju 800 m i uzdužnom nagibu 2,7 %. Vrlo uspjela kompozicija viadukta sa odgovarajućim položajem oslonaca, optimalnom veličinom raspona, promjenljivom visinom rasponske konstrukcije, s paraboličnim intradosom i posebno rascepljenjem visokih stubova pri vrhu, djeluje skladno u kraškom ambijentu.

Slika 6: Viadukt Črni Kal u toku izgradnje

3.3. GRADNJA SA POSTUPNIM POTISKIVANJEM

Izgradnja rasponskih konstrukcija viadukta i mostova sa postupkom potiskivanja se upotrebljava, razvija, inovira i modificira već 30 godina. Kod izgradnje autoputeva u Sloveniji po ovoj tehnologiji izgrađeno je više od 40 viadukata. Relativno velika primjena ove tehnologije je posljedica ugodne cijene opreme, smanjenje udjela rada i brzine izgradnje. U prosjeku mostovi i viadukti izgrađeni po tehnologiji potiskivanja su jeftiniji za 10 – 12 %. Postepeno potiskivanje je u svijetu veoma raširenо za građenje dugih kontinualnih betonskih prednapregnutih mostova raspona do 50 m i dužine do 3000 m. Rasponska konstrukcija betoniraju se u segmentima dužine 20 – 30 m na stalnom proizvodnom mjestu, neposredno uz most gdje se posle prednaprezanja segmenta izvrši potiskivanje hidrauličkim presama cijele konstrukcije u novi položaj, a time se oslobađa oplata za izradu novog segmenta.

Rasponska konstrukcija na svom putu prolazi kroz različite statičke sisteme i to kao konzola, slobodno oslonjen nosač, odnosno na kraju kao kontinualni nosač, tako se u istom presjeku pojavljuju negativni i pozitivni momenti savijanja u toku građenja. Za preuzimanje statičkih uticaja za vrijeme građenja predviđeni su centrično postavljeni kablovi koji u cjelini pokrivaju uticaje od vlastite težine konstrukcije. Za preuzimanje statičkih uticaja od korisnog i saobraćajnog opterećenja, u unutrašnjosti sanduka naknadno se ugrađuju kablovi izvan betonskog presjeka. Kablovi su poligonalni, a vode se preko devijatora koji su postavljeni iznad oslonaca i u sredini raspona. Za ovu vrstu građenja potrebna je specifična oprema, obrazovan i osposobljen kadar, jasne specifikacije, temeljita obrada projektne dokumentacije te stručni nadzor.

Slika 7: Potiskivanje rasponske konstrukcije viadukta Tržiška Bistrica

3.5. GRADNJA IZ MONTAŽNIH T NOSAČA SPREGNUTA SA MONOLITNOM AB PLOČOM

U pedesetogodišnji upotrebi montažnih prednapregnutih nosača za rasponske konstrukcije mostova, pojavio se veliki broj različitih presjeka nosača i različitih presjeka nosivih konstrukcija sastavljenih iz tih nosača. Na oblik presjeka uticali su troškovi proizvodnje, transporta, montaže i trajnost. Svi presjeci nosača koji su oblikovani tako, da na mjestima, koja imaju funkciju smanjenja vlastite težine, nije moguć pristup u eksploataciji objekta, nisu poželjni radi smanjenja njihove trajnosti. Presjeci nosača kod kojih je izgrađena kolovozna ploča u ravnini gornje nožice imaju manju trajnost i isto tako nisu poželjni.

Nosači sa I presjekom i gornjim pojasem širine cca 2,0 m jednostavni su za izradu i montažu, a imaju dobar pristup za održavanje. T nosači omogućavaju betoniranje kolovozne ploče i krajnjih poprečnih nosača bez skele i oplate, a sa sprezanjem montažnog i monolitnog dijela presjeka ostvaruje se jedinstven spregnuti presjek. Nosači dužine 5 do 20 m izrađuju se na stazama za athezijsko prednapenjanje. Nosači većih dužina 20 – 40 m prednapružu se naknadno sa kablovima. Jednostavan presjek nosača olakšava prilagođavanje različitim širinama i geometriji gornje konstrukcije. Sa betoniranjem kolovozne ploče i poprečnih nosača „in situ" i sa ugrađivanjem potrebne podužne meke armature ili sa kablovima, postiže se kontinuiranost za saobraćajno opterećenje. Veza između gornje konstrukcije i stubova ostvaruje se preko ležišta, a.b. zglobova ili sa čvrstom vezom u okvirnu konstrukciju. Izbor tipa povezivanja zavisi od dužine objekta, visine stubova i drugih okolnosti.

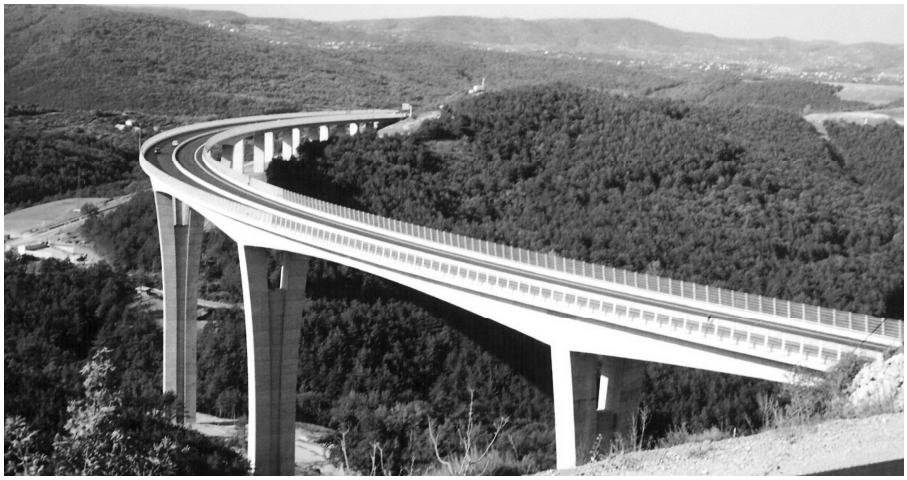
Nosači su teški od 5 do 40 tona, transport se obavlja sa šleperima, a montiraju se sa dizalicama ili lansirnim konstrukcijama. Njihova upotreba je racionalna za mostove dužine do 200 m, kao i za manje mostove sa jednim ili više raspona, gdje se preko krute veze rasponske konstrukcije i stubova može uspostaviti integralna konstrukcija.

4. PADINSKI VIADUKTI NA AUTOPUTEVIMA

Viadukti su najviše zastupljeni objekti na savremenim autoputevima u brdovitim i planinskim područjima. Sa viaduktima se savladavaju teški morfološki i geološki terenski uslovi i omogućuje visoka računska brzina i odgovarajući elementi trase.

Razlikujemo dolinske i padinske viadukte. Projektovanje i izgradnja dolinskih viadukata slična je gradnji mostova. Projektovanje i izgradnja padinskih viadukata, posebno temeljenje, ima dosta specifičnosti koje ćemo analizirati.

Slika 8: Padinski viadukt Ločica na AP Ljubljana-Maribor



Slika 9: Viadukt Črni kal na AP Ljubljana-Koper

4.1. POLOŽAJ AUTOPUTEVA NA PADINI

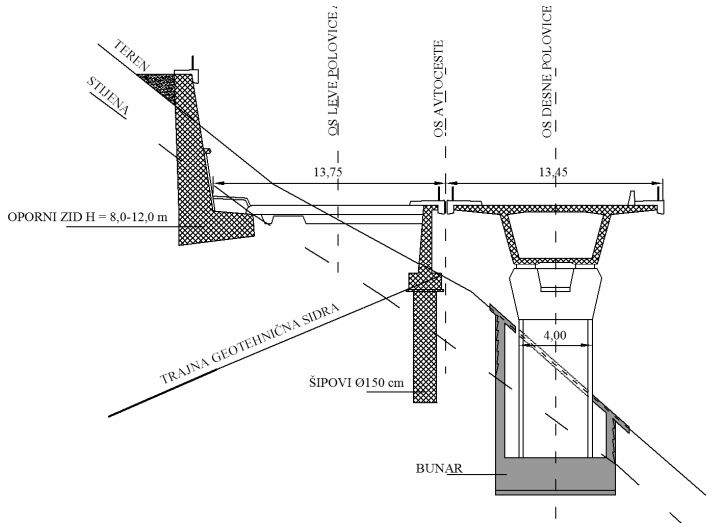
Na izbor položaja autoputeva na padini najviše utiču:

- nagib padine
- geološka građa tla i stabilnost padine
- položaj osi autoputevi u odnosu na dno padine
- zaštita i očuvanje prirodnog ambijenta
- organizacija i tehnologija izgradnje
- odnosi cijena varijantnih rješenja

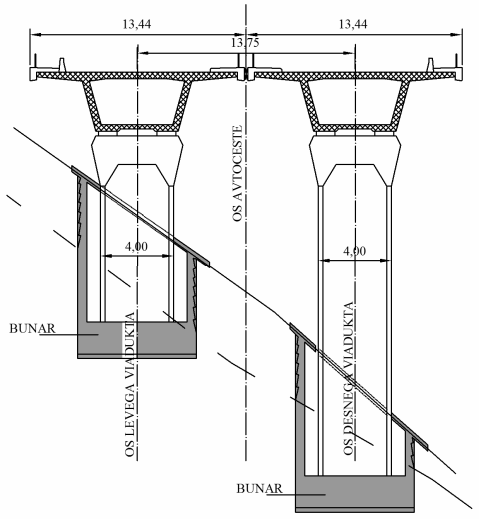
Poželjno je da trasa AP čim bolje slijedi oblik padine i održava približno jednak odnos prema padini. Pri koncipiranju AP na padini projektant ima više mogućnosti:

- AP u nasipu na blagoj stabilnoj padini bez potpornih konstrukcija
- AP u nasipu na padini sa potpornom konstrukcijom na nižoj strani
- AP u usjeku sa potpornim zidovima visine do 10 m i kosinama nad zidovima u povećanom nagibu
- AP sa cijelom širinom u dubokom usjeku na relativno blagoj padini sa potpornim zidovima visine do 10 m i kosinom nad zidom u povećanom nagibu
- AP na strmoj padini u dubokom usjeku i djelimično nasipu sa potpornom konstrukcijom na obje strane
- AP na vrlo strmoj padini tako da je padinska polovina AP u usjeku i djelimično nasipu sa potpornim konstrukcijama na obje strane a dolinski kolovoz na viaduktu (sl. 10).
- kompletna AP – oba kolovoza nad vrlo strmoj padini su na viaduktu sa niveletom na istoj ili različitim visinama

Koji će se od više navedenih mogućnosti primijeniti zavisi od više faktora, koje je potrebno analizirati. Za konačan izbor potrebna je izrada studije na nivoju idejnih projekata na odgovarajućim geodetskim i geološkim podlogama.



Slika 10: Moguće rješenje trupa AP na strmoj padini



Slika 11: Rješenje AP na vrlo strmoj padini sa viaduktom

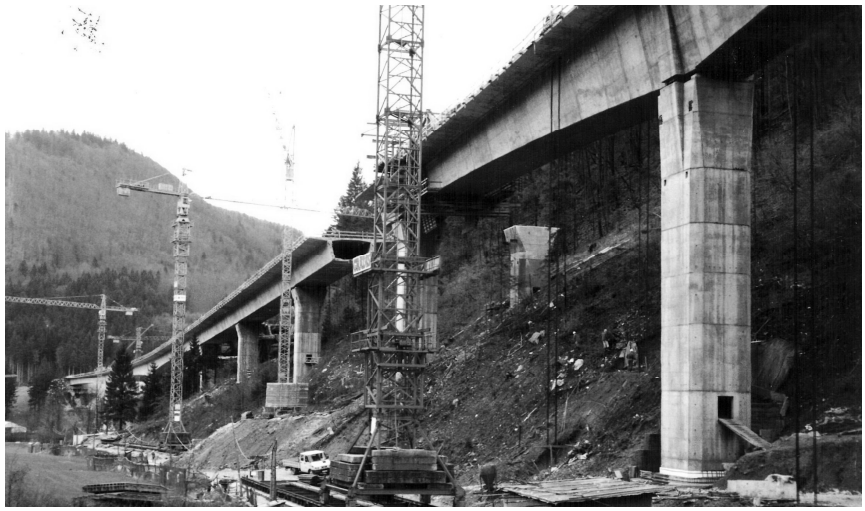
4.2. VISINSKI POLOŽAJ AUTOPUTEVA NA VIADUKTIMA

Niveleta AP na viaduktima slijedi logiku kontinuiteta nivelete na odsjeku AP koji se projektuje. Poželjne su nivelete u nagibu 0,5 – 2 %. Visinski položaj nad padinom treba da ostavi najmanje 3 – 5 m slobodne visine ispod najniže tačke rasponske konstrukcije da se omogući izgradnja i održavanje. Na izbor optimalnog visinskog položaja utiče i tehnologija građenja rasponskih konstrukcija. Visina stubova viadukata u granicama 10 – 30 m ne utiče

značajno (3–5 %) na cijenu objekata, što omogućuje projektantima AP veću slobodu pri izboru visinskog položaja trase. Uobičajeno je da su dvojni viadukti na istoj visini. Ako uslovi trase AP izvan viadukta zahtjevaju različite visine nivelete, onda je to moguće i prihvatljivo i na viaduktima.

4.3. ORGANIZACIJA I TEHNOLOGIJA IZGRADNJE

Padinske viadukte se većinom gradi sa tehnologijom neodvisnom od terena. Izbor položaja trase AP na padinama bitno utiće, pored ostalog, i na organizacijo i tehnologiju izgradnje, a time i na cijenu objekata. Kod izgradnje mostova i dolinskih viadukata organizacija gradilišta je jedinstvena. Kod izgradnje viadukata na strmim padinama se posebno organizuju gradilišta za pojedine stubove a posebno za izgradnju rasponskih konstrukcija.



Slika 12: Padinski viadukt Ločica u izgradnji

Na geološko stabilnim padinama sa blažim nagibom je moguća izgradnja gradilišnih pristupnih puteva za pristup mehanizacije na svako stubno mjesto. Na geološko nestabilnim padinama sa blažim nagibom je moguča izgradnja gradilišnih pristupnih puteva za pristup mehanizacije na svako stupno mjesto. Na geološko nestabilnim padinama sa većim nagibom izgradnja gradilišnih puteva je rizična jer ugrožava stabilnost padine. Realno je da se u takvim uslovima planira temeljenje i izgradnja stubova viadukta bez izgradnje pristupnih puteva.

Savremene tehnologije izgradnje rasponskih konstrukcija viadukata i mostova (prosta konzolna gradnja, segmentna gradnja, gradnja sa pokretnim skelom i nagurivanje) su neovisne od terena. Organizacija izgradnje (radni plato) se planira pred i za objektima.

4.4. VELIČINA RASPONA I POLOŽAJ STUBOVA

Pored uobičajenih i poznatih kriterija koji opredeljuje racionalan odnos cijene rasponske i potporne konstrukcije u ovisnosti od veličine raspona i morfologije prepreke kod padinskih viadukata su bitni uslovi temeljenja. Udio temeljenja kod mostova i dolinskih viadukata je do

10–15 % a kod padinskih viadukata 20–40 %. Povecan udio cijene i teskoce temeljenja utiču da se povećava granica racionalnih raspona, koje treba analizom utvrditi. Ako su na primjer za dolinske viadukte visine 20–40 m nad terenom racionalni rasponi 30–40 m za padinske viadukte ti su rasponi 45–70 m.

Na razgibanim padinama sa neujednačenim uslovima terena, položaj stubova i uslovi temeljenja opredeljuju, pored ostalog, veličinu raspona. Položaj i konstrukcija krajnjih obalnih stubova viadukata zahtjeva dosta konstruktivne vještine i osjećaje za pravilno uklapanje u prirodni teren.

Slika 13: Obalni stub viadukta na padini u izgradnji

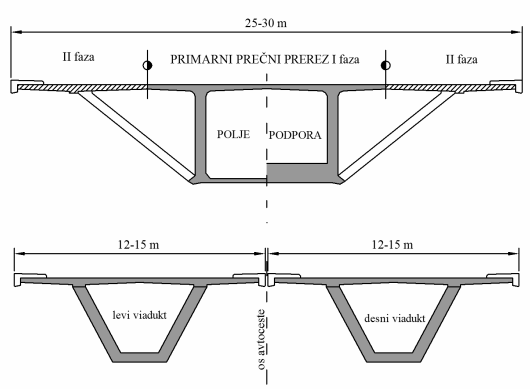
4.5. KONCEPT POPREČNIH PRESJEKA VIADUKATA

U smjernicama za projektovanje opredeljili smo se za odvojene (dvojne) rasponske konstrukcije. To opredeljenje odnosi se na sve materijale, sve statičke sisteme, na sve tehnologije izgradnje i dužine objekata veće od 50 m. Pri parametarskoj analizi rješenja poprečnih presjeka objekata kao jedinstvenih za cijelu širinu AP ili kao dvojnih (slika 14) analiziraju se sljedeći parametri:

- funkciju objekta na mreži autoputeve
- mogućnost obilaznog saobraćaja u slučaju oštećenja objekata
- uslovi eksploatacije i rekonstrukcije objekta
- mogućnost obnove – zamjene rasponske konstrukcije
- uklapanje objekata u prirodni ambijent
- ekonomski parametri početne i ukupne investicije u toku životnog vijeka objekata.

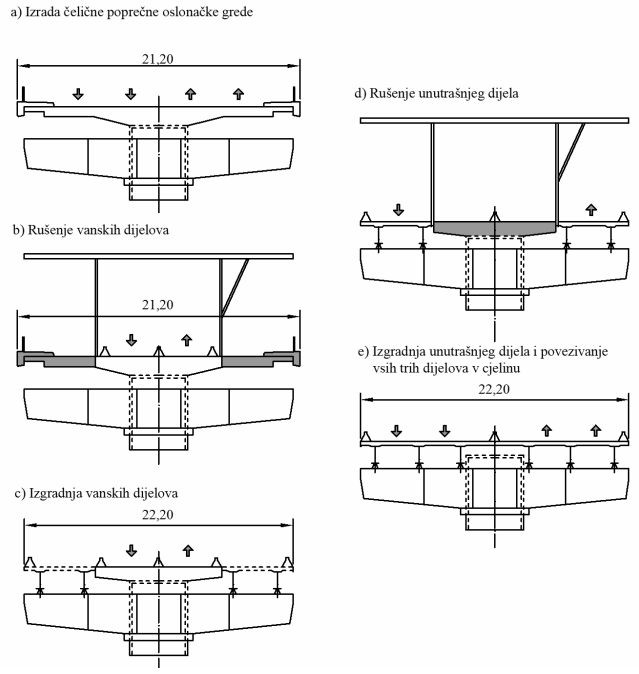
Početna investicija u odvojene objekte je nešto veća (po našoj ocjeni do 10 %) ali ukupno ulaganje i uslovi eksploatacije daju prednost dvojnim konstrukcijama.
Za duge viadukte i mostove treba izraditi studiju i analizirati navedene parametre pa se na osnovu tega odlučiti za jedinstven ili dvojni presjek.

U Sloveniji svi viadukti i mostovi duži od 50 m izgrađeni su sa dvojnim rasponskim konstrukcijama, izuzev viadukta Moste na AP Ljubljana-Bled. Radovi na obnovi i rekonstrukciji objekata izgrađenih prije 25–30 godina pokazali su prednosti dvojnih presjeka, jer se saobraćaj bez zastoja organizuje na jednom objektu.



Slika 14: Shematski prikaz skupnog i odvojenih presjeka viadukata i mostova na AC

Autoput na alpskom prelazu Brener između Austrije i Italije ima niz padinskih viadukata sa jedinstvenom a.b. prednapregnutom konstrukcijom. Tada je to rješenje ocjenjeno kao racionalno. Prije deset godina vršena je obnova tih viadukata sa velikim teškoćama za obezbjeđenje saobraćaja i visokom cijenom (3.500 DM/m^2), koja je bila 50 % veća od cijene novih objekata. Na sliki 15 moguče je sagledati način zamjene–obnove rasponskih konstrukcija viadukata i razloge za visoku cijenu.



Slika 15: Faze obnove rasponskih konstrukcija viadukata na brenerskom autoputu

4.6. SPECIFIČNOSTI TEMELJENJA PADINSKIH VIADUKATA

Na specifičnosti temeljenja stubova padinskih viadukata, prije svega utiču geološka građa tla, nagib i stabilnost padine i mogućnost pristupa mehanizacije.

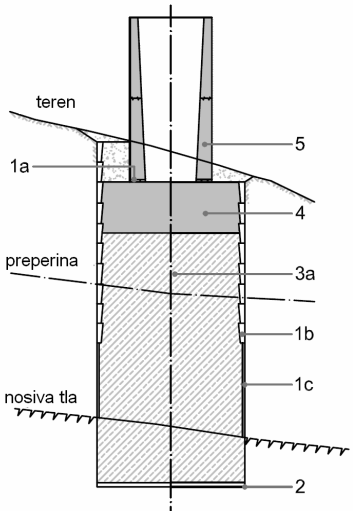
Pri izboru koncepta temeljenja potrebno je uvažavati i osigurati:

- da izabrani način temeljenja ne ugrozi prirodnu stabilnost padine
- projektovano rješenje temeljenja treba da obezbjedi stabilnost temeljenja viadukta i u slučaju da dođe do klizanja površinskih nevezanih slojeva tla u zoni viadukta
- u konstrukciji temelja i donjih dijelova stubova treba obezbjediti mogućnost za naknadnu ugradnju sidara za preuzimanje uticaja od pomjeranja tla
- koncepcija i konstrukcija temelja treba da je skladna sa potencijalnom upotrebom mehanizacije
- radovi na temeljenju ne smiju ugroziti sigurnost radnika

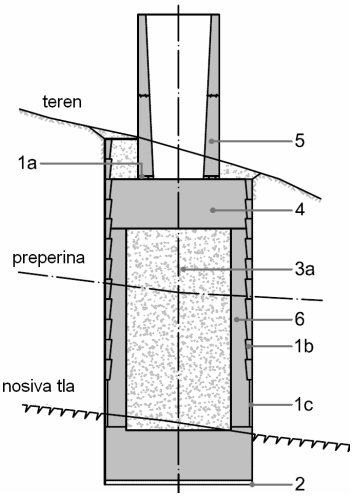
Kod padinskih viadukata posebno na padinama sa većim nagibom i nevezanim slojevima na površini, temeljenje na bunarima kružnog ili eliptičnog poprečnog presjeka potrebnog dijametara i dubine, su skoro jedino moguća i odgovarajuća rješenja. Temeljenje u otvorenoj građevinskoj jami kod manjih dubina je radi nagiba padine i nevezanih slojeva rizično za radnike i za stabilnost padine. Temeljenje na bušenim šipovima zahtjeva široke pristupne puteve koji narušavaju stabilnost. Temelj na šipovima može da prenese uticaje do nosivog sloja ali ima malu otpornost na sile od pritiska tla.

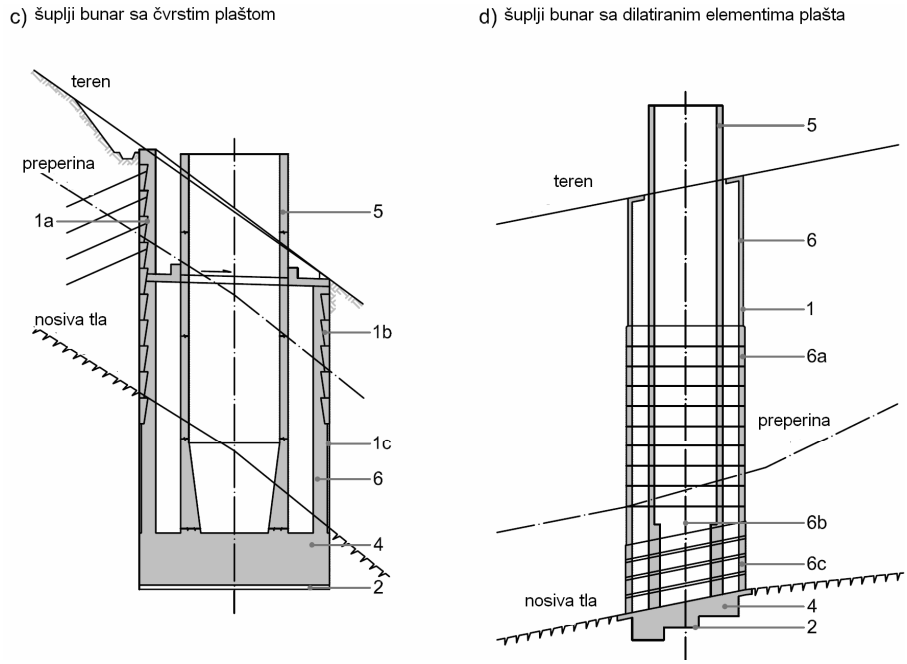
U pogledu načina unosa opterećenja u tlo, bunari mogu biti stojeći ili plivajući. Kod prvih se cjelokupno opterećenje prenosi u tlo preko temeljne ploče. Plašt ima funkciju zaštite iskopa, eventualno štiti stub od klizanja padine, oblikuje prostor oko stuba i posredno smanjuje opterećenja. Kod plivajućih bunara se dio opterećenja prenosi u temeljni prostor sa trenjem preko plašta. U tom slučaju se izvodi masivna temeljna ploča na gornjoj strani bunara ili se stub po cijeloj visini bunara čvrsto poveže sa plaštem.

a) stojeći puni bunar, ispunjen betonom



b) stojeći puni bunar, ispunjen sa šljunkom



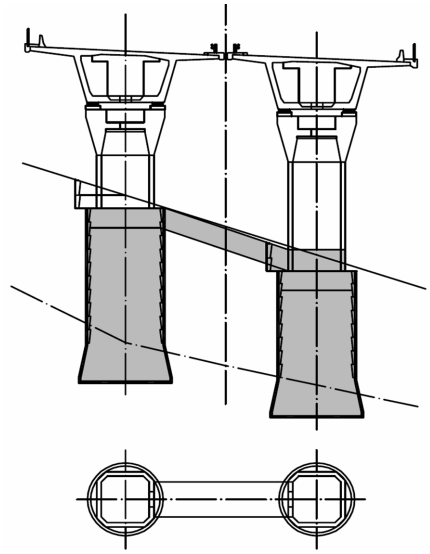


Slika 16: Koncepti bunara za stubove viadukata primjenjeni u Sloveniji

Kod konstruisanja bunara mogu se upotrijebiti principi idealno čvrste ili idealno gipke (deformabilne) konstrukcije. Čvrstoj konstrukciji odgovara monolitni neprekinuti armiranobetonski na savijanje čvrsti cilindar, dok se elastična – gipka konstrukcija bunara postiže sa elementima plašta (obruča) bunara koji su međusobno klizno dilatirani. Prednosti čvrste konstrukcije su velika stabilnost i relativno mala osjetljivost na lokalne diskontinuitete i nehomogenost u poluprostoru tla, dok je prednost elastične-gipke konstrukcije manje opterećenje od pritiska zemlje koji djeluje na bunar, a sa tim i manje debljine zidova plašta.

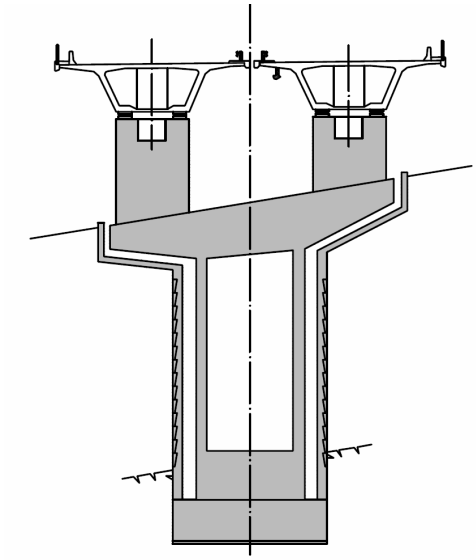
Dubina bunara zavisi od dubine na kojoj se nalaze nosiva tla pri čemu je značajno da se bunar uklješti u zdravu nosivu stijenu. Takozvani „plivajući“ bunari manje se upotrebljavaju i to samo u slučajevima kada se nosiva tla ne mogu doseći. Dubine bunara preko 15 – 20 m povećavaju cijenu zbog otežanog vertikalnog transporta otkopanog materijala. Do ovih dubina i odgovarajućem presjeku bunara, iskopani materijal se vertikalno transportuje pomoću hidrauličnog bagera sa produženom rukom. Kod većih dubina prijenos otkopanog materijala se obavlja uz pomoć mehaničnog bagera. Maksimalne izvedene dubine bunara su i do 50 m. U našoj praksi u Sloveniji izveli smo bunare do budine 35 m. Kod relativno većih pomjeranja koja nastaju od pomjeranja tla i povremenih jakih diskontinuiranih klizanja je koncept čvrstog bunara ekonomičan do 15 (20) m dubine.

Kod mostova i viadukta mogu se pojedinačne potpore temeljiti na pojedinačnim bunarima koji se među sobom povežu sa krutom gredom ili pločom. Prednost temeljenja na povezanim bunarima je korištenje učinka modela okvirne konstrukcije u preuzimanju sila od pomjeranja i potiska tla



Slika 17: Poprečno povezivanje bunara na nestabilnoj padini

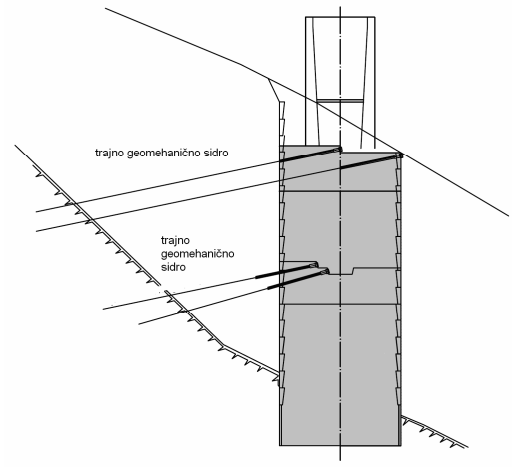
Za temeljenje podpora u strmim padinama sa većim debljinama nenosivih slojeva ekonomično je rješenje sa zajedničkim bunarom u obliku elipse većeg promjera za dva stuba dvije paralelne rasponske konstrukcije. Na vrhu bunara se izvede kruta poprečna greda koja međusobno povezuje stubove (slika 18).



Slika 18: Zajenički bunar za stubove viadukta na strmoj padini sa bazom na većoj dubini

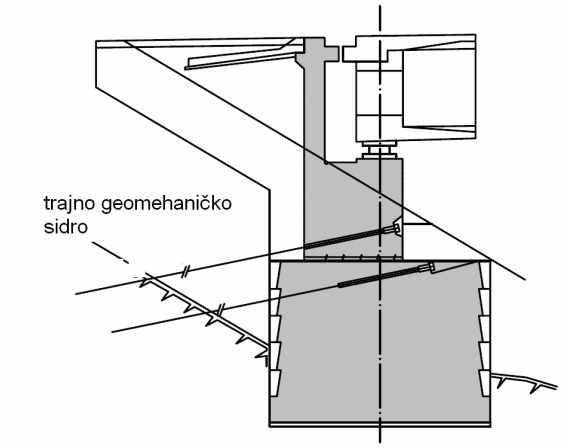
U nestabilnim padinama gdje su prisutna klizišta, u nekim slučajevima, može se stabilnost bunara povećati, sa trajnim geomehaničkim sidrima. U jako ugroženim područjima sidra se ugrađuju još u donjim nivojima bunara.

Prednost imaju geomehanička sidra sa sidranjem na vrhu bunara odnosno grede za povezivanje bunara kod temeljenja stubova na dva ili više bunara koji su ugrađeni na padinskoj ili dolinskoj strani temelja. U ovim primjerima sidra se mogu kontrolisati i u slučaju otkazivanja zamijeniti.



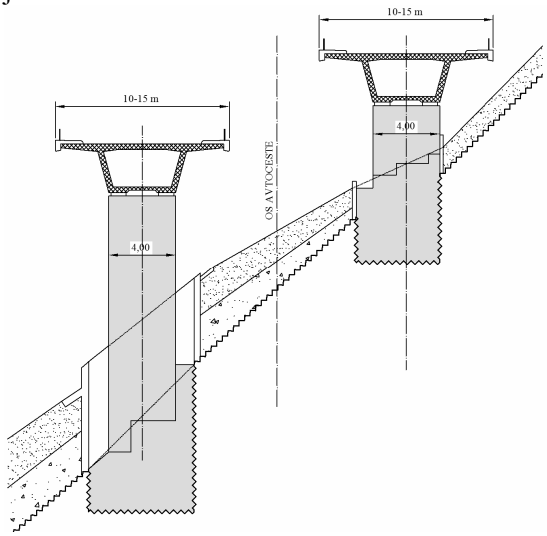
Slika 19: Primjer sidranja bunara u dva nivoa

Osiguranje obalnog stuba na strmoj padini može se izvesti sa sidranjem u padinu (zemljanog dijela temelja) na dolinskoj strani. Sidra se prednapnu na 2/3 korisnog opterećenja i zainjektiraju sa cementnom emulzijom sa kojom istovremeno poboljšamo ispucalu stijensku masu.



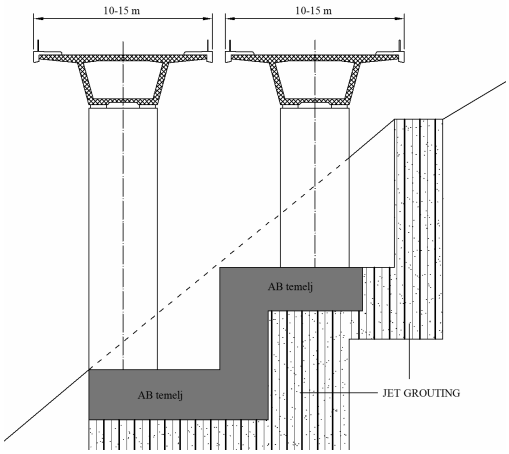
Slika 20: Sidranje obalnog stuba na strmoj padini

Za strme kamenite padine sa rastresitim slojevima promjenljive relativno manje debljine odgovarajuće rješenje su kružni ili eliptični bunari prema slici 21. Dno bunara na nižoj strani treba da se usidri najmanje 2,0 m u zdravoj (neispucaloj) stijeni. Prostor između stubova i zidova bunara može biti prazan ili ispunjen što zavisi od stabilnosti rastresitih slojeva i visine bunara. Bunar – temelj se betonira kontaktno.



Slika 21: Stubovi viadukta temeljeni na strmoj kamenitoj padini

Na relativno blažim padinama izgrađeni od rastresitih nevezanih ili slabo vezanih kamenitih materijala može se racionalno riješiti ojačanje temeljnog tla i zaštita iskopa za temeljnu jamu po sistemu „JET GROUTING“ (sl. 22). Na ovaj način temeljeni su stubovi viadukta Vidalto dužine 3200 m na AP Venecija–Belluno.



Slika 22: Temelji viadukta na ojačanom tlu

4.7 PRIMJERI VIADUKATA NA NESTABILNIM PADINAMA

Na brzom putu Razdrto–Nova Gorica na potezu od Razdrtog do Podnanosa u dužini ca 9 km izgrađeno je 8 viadukata na nestabilnoj padini. Površinski nevezani sloj od kamenito glinovitih materijala je na promjenljivoj dubini od 5–40 m, sa tendencijom klizanja prema dolini ca 1–2 cm godišnje. Geološku osnovu čini fliš sa raslabljenom gornjom zonom na dubini 2–3 m. U nevezanim slojevima pokrivača i gornjoj zoni substrata pojavljuje se voda na raznim dubinama različitog intenziteta i smjera. Na dijelovima trase sa manjim dubinama substrata za osiguranje kosina usjeka i zasjeka korištene su sidrane potporne konstrukcije ili objekti u pokrivenim usjecima i galerije. Na cijelom potezu BP rješenjima sa nasipom nije se moglo osigurati globalna stabilnost trupa puta i padine. Na dijelovima trase sa niveletom iznad terena i geološkom osnovom na većoj dubini projektovano je i izgrađeno 8 viadukata u ukupnoj dužini 2700 m.

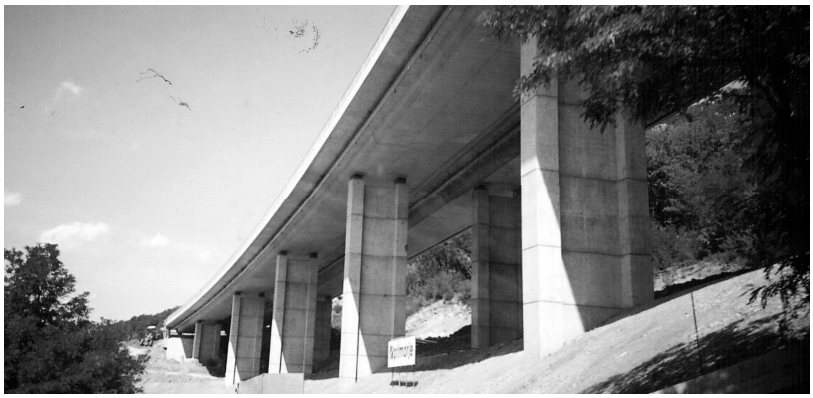
Viadukt Boršt I sa visinom iznad terena ca 6 m ima šest raspona 20+25+2x30+25+20=150 m. Temeljen je na šupljim bunarima dijametra 6 m, dubine 13–22 m koji nisu dosegli geološku osnovu, koja je na dubini većoj od 40 m i mogu se pomjerati skupa sa padinom.

Na proširenoj glavi stubova postavljene su čelične ploče koje omogućavaju regulisanje poprečnog položaja rasponske konstrukcije prema pomjerenom položaju stuba (slika 24).

Slika 23: Viadukt Boršt 1

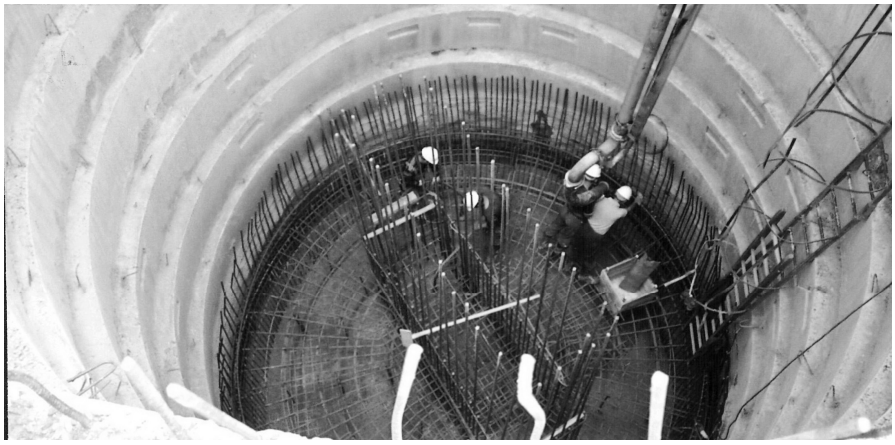
Slika 24: Oslonci viadukta Boršt 1

Viadukt Rebrnice sa visinom 10-12 m iznad terena ima devet raspona 30+35+5x37,5+35+30=317 m. Temeljen je na šupljim bunarima dijametra 7,2 m dubine 10–17 koji su uklješteni u geološku osnovu tako da je konstrukcija viadukta oslobođena od pomjeranja nestabilne padine.



Slika 25: Viadukt Rebernice

Sa a.b. prstenovima visine 1,0 m klinastog presjeka promjenljive debljine 30 do 20 cm trajno se štiti iskop u bunaru. Na dno bunara se polaže armatura za temelje i stubove viadukta (sl. 26).

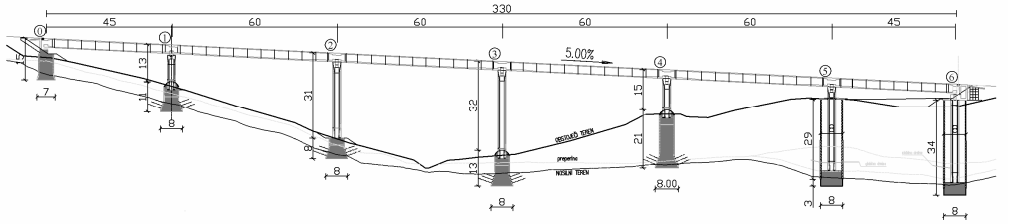


Slika 26: Dno bunara viadukta u izgradnji

Na vrhu zatvorenih bunara ostavljeni su otvori za ulaz u šuplji bunar i sidrene glave sa otvorima za naknadno sidranje vrha bunara u slučaju nepredviđenih većih potisaka i pomjeranja tla.

Slika 27: Vrh bunara viadukta sa položajem sidara

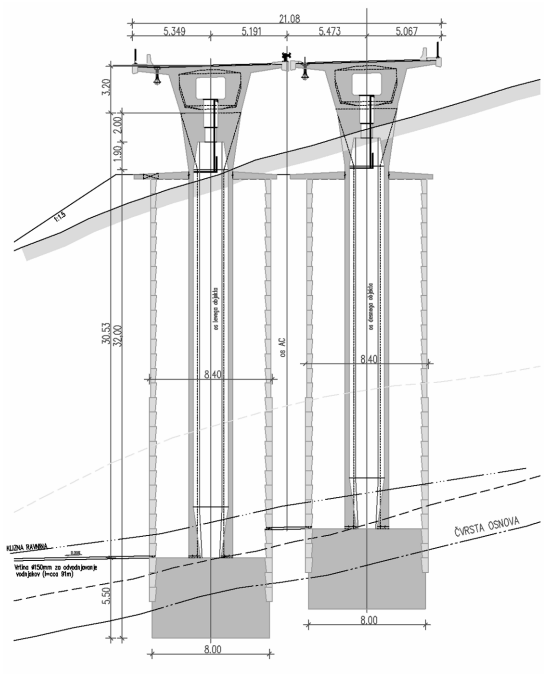
Viadukt Polance sa visinom 10-30 m iznad terena ima šest raspona 45+4x60+45 = 330 m. Svi srednji stubovi su uklješteni u sandučastu rasponsku konstrukciju koja je izvedena slobodnom konzolnom gradnjom. Temeljenje je na punim i šupljim bunarima dubine 8–34 m dijametra 5,50 m u gornjem dijelu i 8,0 m u donjem raširenom dijelu.



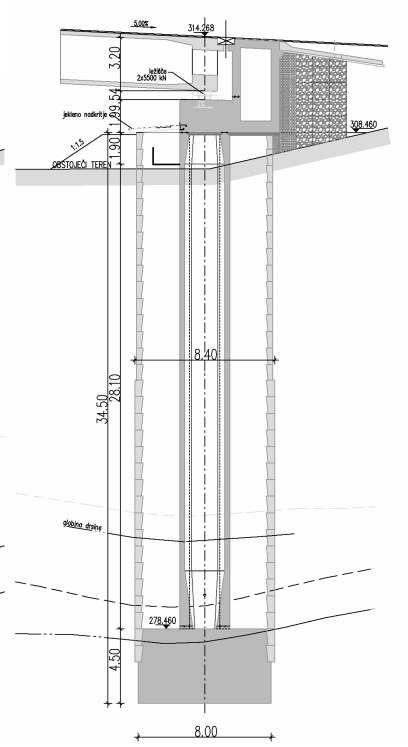
Slika 28: Uzdužni presjek viadukta Polance

Temelji svih stubova su uklješteni u geološku osnovu – fliš. Prvih pet stubova imaju pune bunare koji mogu da preuzmu sile od pritiska tla. Pasivna sidra u proširenom dijelu bunara služila su za osiguranje iskopa u proširenom dijelu bunara.

Stubovi 4, 5 i 6 su na pomerljivom - ručevitom dijelu padine. Stub 4 sa punim bunarom dubine 21 m može da preuzima sile od potiska tla. Stubovi 5 i 6 (slike 29 i 30) su temeljeni na šupljim bunarima dubine 32 i 34 m koji ne mogu da preuzmu sile od pomjeranja tla. Temeljne stope stubova su uklještene u geološku osnovu – fliš. Stubovi su slobodni – neodvisni od zaštitnog plašta bunara koji je pomerljiv. Prostor između plašta bunara i stubova je 2,0 m što je dovoljno za godišnja pomjeranje od 2 cm u sledećih 100 godina životnog vijeka viadukata. Na vrhu obalnog stuba 6 je u zaleđu dodat sloj stiropora i armiranje nasipa da se smanje sile od potiska tla na 36 m visokom obalnom stubu (sl. 30).

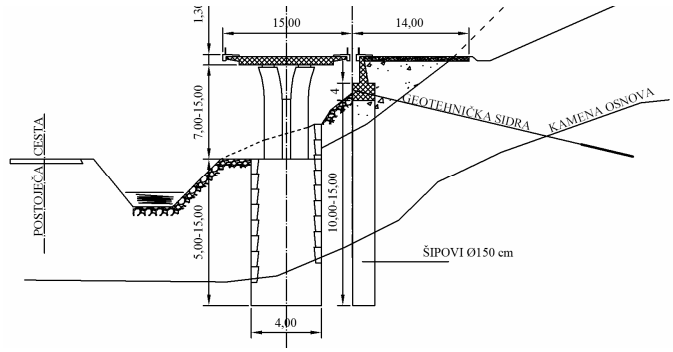


Slika 29: Temelj i konstrukcija stuba 5 viadukta Polance



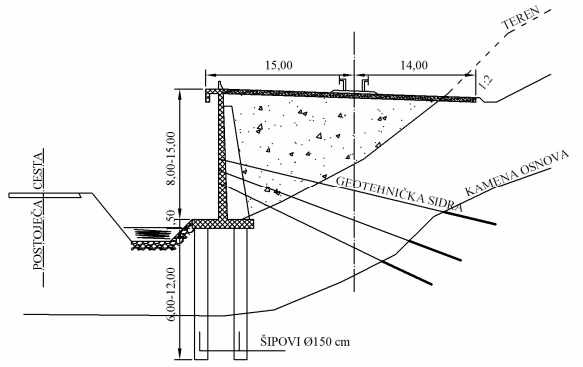
Slika 30: Temelj i konstrukcija stuba 6 viadukta Polance

Na prevoju Trojane AP Ljubljana-Maribor izgrađen je padinski viadukt Jelševica sa 9 raspona 22+9x30+22 = 254 m. Temeljen na punim bunarima dijametra 4,0 m dubine 6–16 m. Brdska polovina AP ima sidrani potporni zid visine do 6 m, temeljen na šipovima Φ 1,50 dužine 10-15 m (slika 31).



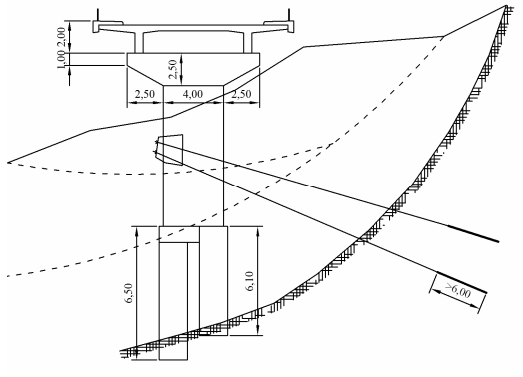
Slika 31: Rješenje AP na djelu viadukta Jelševica

Rješenje sa padinskim viaduktom i niskim potpornim zidom nastalo je kao varijantno rješenje visokom sidrenom zidu temeljenim na dva reda šipova prema slici 32, koje je bilo skuplje cca. 20 %.

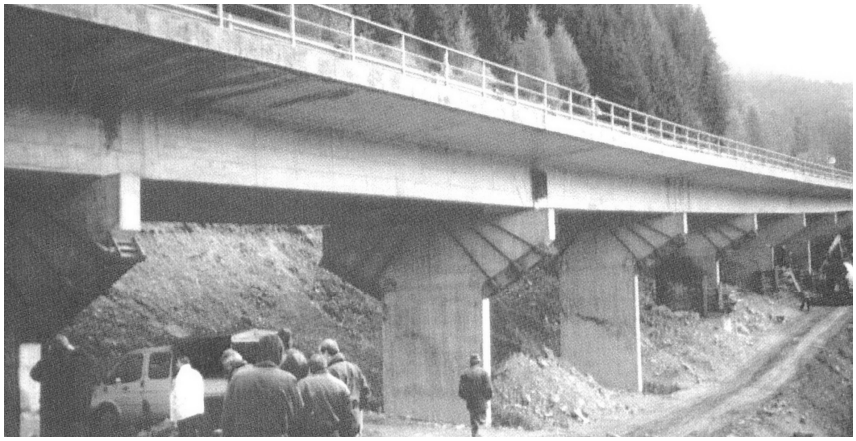


Slika 32: Variantno rješenje PC na djelu viadukta Jelševica

Slabo tehničko rješenje temeljenja stubova padinskog viadukta na putu B115 u alpskom dijelu Austrije vidi se na slici 33. Dno bunara nije dovoljno usidreno u kamenitu osnovu pa je došlo do pomjeranja stubova i pojave pukotina na stubovima i rasponskoj konstrukciji. Slike 33 i 34 pokazuju način ojačanja sa geotehničkim sidrima.



Slika 33: Ojačanje stubova padinskih viadukata



Slika 34: Izgled viadukta u toku radova na ojačanje

Na slici 35 je padinski viadukt Babin zub, koji je izgrađen 1980. godine na putu Sarajevo – Pale. Viadukt je bio varijantno rješenje za visoki potporni zid koji bi narušio izgled padine i prirodni ambijent.

Slika 35: Padinski viadukt Babin zub

LITERATURA:

[1] *TSC 07.101 Smernice za projektiranje cestnih premostitvenih objektov*, Ljubljana 2007

[2] *Integral Betonbrücken /* S. Engelsmann, J. Schlaich, K. Schacher (1999), (Beton und Stahlbeton), Berlin

[3] *Stanje in razvoj mostov – integralni mostovi*, M. Pržulj, referat za 5. Slovenski kongres o cestah in saobraćaju, Bled, oktober 2000

[4] *Pobočni viadukti, posebnosti temeljenja*, M. Pržulj, Gradbeni vestnik, Ljubljana, april 2000

[5] *Razmišljanja o autoputevima i koncepciji mostova povećane trajnosti i skladnijeg izgleda*, M. Pržulj, Hrvatski kongres konstruktera, Brijuni, junij 2002

[6] *Brunnenffujdierung von Bauwerwn in Hängen* (Insbesondere Brücken) H. Brandl (1988), Wien

[7] *Bridges, Aestetisc and Design*, F. Leonhardt (1984), Deutsche Verlags-Austalt

[8] *Savremeni mostovi od armiranog i prednapregnutog betona*, M. Trojanović (1984), Zavod za učbenike, Beograd

[9] *Abtrag und Tragwerksernenerungen bei Pilzbrüken der Brener Autobahn unter Verkehr*, M. Wicke, P. Kirsch, Bauingenieur 71/96

[10] *Nadvožnjaci na autoputevima*, M. Pržulj, Građevinar, Zagreb, februar 2003

[11] *Higway bridges*, Italy, Mancini, G., Turin-Frejus, Structural Engineering International 1/97, ABSE, Zürich, 1997

[12] *Structural Engeneering International* 1/97, IABSE, Zürich

[13] *Cestni premostitveni objekti in galerije*, M. Pržulj, 7. Slovenski kongres o cestah in saobraćaju, Portorož 2004

[14] *Up To Date Concepts of Overpasses on Motorway*, M. Pržulj, 7th International Conference on Short nd Medium Span Bridges, Montreal, Canada, avgust 2006

[15] *Gradnje rasponskih konstrukcija mostova postepenim potiskivanjem*, V. Ačanski, II. Naučno-stručni skup, Banja Luka, 2006

[16] *Viadukti in mostovi na slovenskih autocestah*, B. Mikoš, M. Pržulj i drugi: DARS, 2004

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Aleksandar Pakvor[1]

AKTIVNOSTI NA UVOĐENJU U NAŠOJ ZEMLJI EVROKODOVA ZA KONSTRUKCIJE

Rezime:

U radu su prikazane dosadašnje aktivnosti na uvođenju u našoj zemlji Evrokodova za konstrukcije. Dat je spisak od ukupno 58 Delova Evrokodova EC0 do EC9. Kao predstandardi, prevedeno je na srpski jezik i štampano 26 Delova. Od konačno usvojenih Delova kao Evropskih standarda, prevedeno je na srpski jezik 18 Delova, ali je samo 5 od njih štampano. Priprema Nacionalnog aneksa, kompletiranje prevoda i edukacija, glavne su buduće aktivnosti na uvođenju u našoj zemlji Evrokodova za konstrukcije.

Ključne reči: Evrokodovi za konstrukcije, aktivnosti, uvođenje

ACTIVITIES IN ADOPTION IN OUR COUNTRY OF STRUCTURAL EUROCODES

Summary:

The paper deals with the up to now activities in adoption in our country of Structural Eurocodes. A list of total 58 Parts of Eurocodes EC0 to EC9 is presented. As prestandards, there are 26 Parts translated in the serbian language and printed. From the finally approved Parts as European standards, there are 18 Parts translated in the serbian language, but only 5 of them are printed. Preparing of the National annex, completion of the translations and educations, are the main future activities in adoption in our country of Structural Eurocodes.

Key words: Structural Eurocodes, Activities, Adoption

[1] Dr, redovni profesor Građevinskog fakulteta Univerziteta u Beogradu, u penziji

1 EVROKODOVI ZA KONSTRUKCIJE

Ideja o izradi modela jedinstvenih standarda za projektovanje i građenje svih vrsta konstrukcija u građevinarstvu, od različitih materijala, prema kojem bi se usklađivali nacionalni standardi, rodila se pre skoro 35 godina, danas daleke 1974. Poznate međunarodne naučne i stručne organizacije iz oblasti građevinskog konstrukterstva, posebno IABSE, CIB, RILEM, CEB, FIP, ECCS i ISSMFE, lansirale su potrebu stvaranja jedinstvenih Evrokodova za konstrukcije.

Osnovni cilj izrade **Evrokodova za konstrukcije**, bio je da se, u zemljama Evropske Unije i nekim od zemalja EFTA, stvore jedinstveni tehnički propisi u građevinarstvu, na visokom nivou, koji se baziraju na savremenim principima i naučnim dostignućima, kao i da se ostvari harmonizacija tehničkih specifikacija i uklone smetnje za uspostavljanje unutrašnjeg tržišta.

U prvoj fazi, usvojeni su **predstandardi** Evrokodova, koji su, u toku probnog perioda, važili paralelno sa nacionalnim standardima pojedinih zemalja.

U drugoj fazi, usvojene su konačne verzije **standarda** Evrokodova, znatno izmenjene u odnosu na predstandarde, obavezne za primenu umesto nacionalnih standarda. Time su, ustvari, i nacionalni standardi, koji su tradicionalno predstavljali simbol građevinskog konstrukterstva, kao što su nemački DIN, engleski BS, ili švajcarski SIA, otišli u istoriju.

Ipak, svakoj zemlji ostavljena je mogućnost da, preko Nacionalnog aneksa, ostvari svoje specifičnosti. Međutim, nacionalni izbor dopušten je samo za one postupke i brojne koeficijente, koji su, u Evrokodovima, posebno navedeni, uz preporučene vrednosti i ograničenja. Naravno, Nacionalni aneks svake zemlje, treba da sadrži i lokalne geografske, klimatske i seizmičke podatke, utvrđene po propisanom postupku.

Definitivno usvojena verzija Evrokodova za konstrukcije, na nivou standarda, obuhvata 10 Evrokodova, sa ukupno 58 Delova, pri čemu su, u odnosu na nivo predstandarda, neki Delovi novi, neki su inkorporirani u druge, a nekima je izmenjen naziv.

Od usvojenih Evrokodova, na nivou predstandarda, na srpski jezik, preveden je i štampan prvi komplet od 2 Dela, označena u konačnom sadržaju Evrokodova, koji sledi, sa ***predstandard***, a zatim i drugi komplet od 24 Dela (odnosno, na nivou standarda, inkorporirana u 18 Delova), označena sa ***predstandard****.

Od usvojenih Evrokodova, na nivou standarda, na srpski jezik, preveden je i štampan prvi komplet od 5 Delova i 695 strana, označenih sa ***standard***, a zatim, do danas, preveden je i pripremljen za štampu i drugi komplet od 13 Delova i 1418 strana, označenih sa ***standard****. Predviđa se, da se prevede i treći komplet od 9 Delova i oko 800 strana, označenih sa *prevod*, odnosno četvrti komplet od 8 Delova i oko 700 strana, označenih sa *prevod**. Za sada, ne predviđa se prevođenje neoznačena 23 Dela, koji se, po potrebi, mogu koristiti u engleskom originalu.

Konačan sadržaj Evrokodova za konstrukcije, na nivou standarda, obuhvata:

Evrokod EC0: Osnove proračuna konstrukcija ***predstandard*standard***

Evrokod EC1: Dejstva na konstrukcije

Deo 1-1: Osnovna dejstva – zapreminske težine, sopstvena težina i korisna opterećenja ***predstandard*standard****

Deo 1-2: Osnovna dejstva – dejstva na konstrukcije izložene požaru ***predstandard**** *prevod**

Deo 1-3: Osnovna dejstva – opterećenja od snega ***predstandard* standard****

Deo 1-4: Osnovna dejstva – dejstva vetra ***predstandard* standard****

Deo 1-5: Osnovna dejstva – termička dejstva ***standard****

Deo 1-6: Osnovna dejstva – dejstva u toku izvođenja
Deo 1-7: Osnovna dejstva – incidentna dejstva
Deo 2: Saobraćajna opterećenja na mostovima ***predstandard**** *prevod*
Deo 3: Dejstva izazvana kranovima i mašinama
Deo 4: Silosi i rezervoari ***predstandard****

Evrokod EC2: Proračun betonskih konstrukcija

Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade ***predstandardstandard***
Deo 1-2: Opšta pravila – proračun konstrukcija za dejstvo požara ***predstandard**** *prevod**
Deo 2: Mostovi ***predstandard**** *prevod*
Deo 3: Konstrukcije za skladištenje tečnosti i kontejnera

Evrokod EC3: Proračun čeličnih konstrukcija

Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade ***predstandardstandard***
Deo 1-2: Opšta pravila – proračun konstrukcija za dejstvo požara ***predstandard**** *prevod**
Deo 1-3: Opšta pravila – dodatna pravila za hladno oblikovane tankozidne elemente i limove ***predstandard**standard**
Deo 1-4: Opšta pravila – konstrukcije od nerđajućeg čelika
Deo 1-5: Puni limeni elementi ***standard****
Deo 1-6: Opšta pravila – nosivost i stabilnost konstrukcija ljuski
Deo 1-7: Opšta pravila – proračunske vrednosti za limene konstrukcije, izložene opterećenju van svoje ravni *prevod*
Deo 1-8: Proračun veza ***standard***
Deo 1-9: Opšta pravila – nosivost na zamor *prevod*
Deo 1-10: Izbor čelika u pogledu žilavosti i svojstava po debljini ***standard****
Deo 1-11: Opšta pravila – proračun konstrukcija sa zategnutim komponentama *prevod*
Deo 1-12: Opšta pravila – dopunska pravila za visokovredne čelike
Deo 2-1: Mostovi *prevod*
Deo 3-1: Tornjevi, jarboli i dimnjaci – tornjevi i jarboli
Deo 3-2: Tornjevi, jarboli i dimnjaci – dimnjaci
Deo 4-1: Silosi, rezervoari i cevovodi – silosi
Deo 4-2: Silosi, rezervoari i cevovodi – rezervoari
Deo 4-3: Silosi, rezervoari i cevovodi – cevovodi
Deo 5: Pobijanje šipova
Deo 6: Konstrukcije kranova

Evrokod EC4: Proračun spregnutih konstrukcija od čelika i betona

Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade ***predstandard**standard****
Deo 1-2: Opšta pravila – proračun konstrukcija za dejstvo požara *prevod**
Deo 2: Mostovi *prevod*

Evrokod EC5: Proračun drvenih konstrukcija

Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade ***predstandard**standard****
Deo 1-2: Opšta pravila – proračun konstrukcija za dejstvo požara *prevod**
Deo 2: Mostovi *prevod*

Evrokod EC6: Proračun zidanih konstrukcija

Deo 1-1: Opšta pravila za armirane i nearmirane zidane konstrukcije, ***predstandard**standard****
Deo 1-2: Opšta pravila za proračun konstrukcija na dejstvo požara ***predstandard**** *prevod**
Deo 2: Proračunska razmatranja, izbor materijala i izvođenje radova

Deo 3: Pojednostavljene računske metode za nearmirane zidane konstrukcije
Evrokod EC7: Geotehničko projektovanje
Deo 1: Opšta pravila geotehničkog projektovanja i proračuna ***predstandard*standard****
Deo 2: Geotehnička istraživanja i ispitivanja terena ***standard****
Evrokod EC8: Projektovanje seizmički otpornih konstrukcija
Deo 1: Opšta pravila, seizmička dejstva i pravila za zgrade ***predstandard*standard****
Deo 2: Mostovi *prevod*
Deo 3: Procena stanja i pojačavanje zgrada ***standard****
Deo 4: Rezervoari, silosi i cevovodi
Deo 5: Temelji, potporne konstrukcije i geotehnički aspekti ***predstandard****
Deo 6: Tornjevi, stubovi i dimnjaci
Evrokod EC9: Proračun aluminijumskih konstrukcija
Deo 1-1: Opšta pravila *prevod**
Deo 1-2: Opšta pravila – proračun konstrukcija za dejstvo požara *prevod**
Deo 1-3: Dopunska pravila za konstrukcije osetljive na zamor
Deo 1-4: Dopunska pravila za trapezoidalne obloge
Deo 1-5: Dopunska pravila za konstrukcije ljuski
Svi Evrokodovi za konstrukcije, osim Dela 1-3 Evrokoda EC9, definitivno su završeni i usvojeni.

2 DOSADAŠNJE AKTIVNOSTI NA UVOĐENJU EVROKODOVA

Najznačajniju početnu inicijativu u opredeljenju našeg građevinarstva za Evrokodove, predstavlja prevođenje na srpski jezik i štampanje **Jedinstvenih opštih pravila za različite tipove konstrukcija i materijala**, kao i **Modela propisa CEB-FIP za armiranobetonske i prethodno napregnute konstrukcije**, već neposredno posle njihovog publikovanja 1978. godine.

Na Jugoslovenskom savetovanju **Evrokodovi i jugoslovensko građevinsko konstrukterstvo**, održanom u Beogradu juna 1995. godine, ***jednoglasno i jasno je zaključeno da i SR Jugoslavija mora da se intenzivno uključi u opšta nastojanja Evrope da se usklade propisi za sve vrste konstrukcija od različitih materijala i da prihvati Evrokodove kao predstandarde, odnosno kao svoje buduće standarde***.

Za to savetovanje, na srpski jezik, preveden je i štampan prvi komplet od usvojena 2 Dela Evrokodova za konstrukcije, na nivou predstandarda, a izdata je i Zbirka jugoslovenskih pravilnika i standarda za građevinske konstrukcije, u 10 tomova.

Posle toga, na srpski jezik, preveden je i štampan drugi komplet od, do tada usvojena, 24 Dela Evrokodova, na nivou predstandarda, a, sa još 5 tomova, kompletirana je i Zbirka jugoslovenskih pravilnika i standarda za građevinske konstrukcije, pa je u Beogradu aprila 1997. godine, održano Drugo jugoslovensko savetovanje **Evrokodovi i jugoslovensko građevinsko konstrukterstvo**.

Na tom savetovanju, ***potvrđeno je opredeljenje našeg građevinarstva za uvođenje Evrokodova za konstrukcije***, nezavisno od realizacije članstva naše zemlje u Evropskoj Uniji.

S jedne strane, to je neophodno, što su Evrokodovi aktuelni, kako za objekte u našoj zemlji, u čijoj realizaciji, bilo kao investitori, projektanti ili izvođači, učestvuju zemlje, koje su usvojile Evrokodove, tako i za mnoge objekte u inostranstvu, za čiju realizaciju konkurišu naše firme.

S druge strane, u izradi Evrokodova učestvovali su vrhunski eksperti iz mnogih razvijenih zemalja, pa su bazirani na savremenim principima i naučnim dostignućima. Definitivno su usvojeni, tek posle dugogodišnjih usaglašavanja na međunarodnim komisijama, kako na osnovu različitih odredbi standarda pojedinih zemalja, posebno tradicionalno vodećih, tako i na osnovu rezultata potrebnih eksperimentalnih ispitivanja u institutima i višegodišnje probne primene u praksi.

U Beogradu, Novom Sadu, Nišu i Podgorici, marta 2006. godine, održan je Seminar **Evrokodovi za konstrukcije – usvajanje Evropskih standarda u građevinarstvu kao nacionalnih standarda Srbije i Crne Gore**. Za taj seminar, na srpski jezik, preveden je i štampan komplet od usvojenih 5 Delova Evrokodova, na nivou standarda.

Posle toga, do održavanja Simpozijuma 2008 DGKS, na Zlatiboru, septembra 2008. godine, na srpski jezik, preveden je i pripremljen za štampu drugi komplet od usvojenih 13 Delova Evrokodova, na nivou standarda.

3 PREVEDENI DELOVI EVROKODOVA, NA NIVOU STANDARDA

Do danas, na srpski jezik, prevedeno je ukupno 18 Delova Evrokodova za konstrukcije. Ovaj Simpozijum 2008 DGKS, prilika je da se generalno prikaže sadržaj pojedinih Delova, uz odgovarajući komentar stručnog prevodioca.

3.1 EVROKOD EC0 (*prevodilac Aleksandar Pakvor*)

Evrokod EC0: Osnove proračuna konstrukcija, jedinstven je, bez podele na više Delova. U odnosu na nivo predstandarda, izdvojen je iz EC1, kao poseban Evrokod EC0. Preveden je i štampan, osim normativnog aneksa A2, koji je naknadno preveden i nalazi se u štampi kao zasebna knjiga.

Osnove proračuna konstrukcija, prikazane u Evrokodu EC0, odnose se na principijelan pristup proračunu konstrukcija zgrada i drugih građevinskih objekata. Zajedničke su za sve konstrukcije, nezavisno od vrste materijala, ili tipa konstrukcije, kao i od vrste objekta za koji se projektuju, ili načina na koji se izvode. Unifikacijom proračuna svih konstrukcija, pored primene istih principa i metoda, obezbeđuje se i korišćenje iste terminologije i oznaka.

Na osnovu odredbi Evrokoda EC0, u odgovarajućim Evrokodovima, razrađeni su proračuni konstrukcija od različitih materijala, odnosno u Evrokodu EC2 za betonske konstrukcije, Evrokodu EC3 za čelične konstrukcije, Evrokodu EC4 za spregnute konstrukcije od čelika i betona, Evrokodu EC5 za drvene konstrukcije, Evrokodu EC6 za zidane konstrukcije, a u Evrokodu EC9 za aluminijumske konstrukcije.

Evrokod EC0 obuhvata osnovni tekst, prikazan u šest glava, dva normativana aneksa A1 i A2 i tri informativna aneksa B, C i D.

U osnovnom tekstu, pored opštih odredbi, prikazani su zahtevi pouzdanosti, u pogledu sigurnosti, upotrebljivosti i trajnosti konstrukcija, za njen proračunski eksploatacioni vek. Prikazani su principi proračuna prema graničnim stanjima nosivosti i upotrebljivosti, kao i osnovne promenljive. Pored toga, prikazani su i analiza konstrukcija i proračun uz korišćenje rezultata ispitivanja, odnosno proračunski dokazi po metodi parcijalnih koeficijenata.

Aneks A1, odnosi se na primenu na zgrade, a aneks A2 na primenu na mostove. U aneksu B, prikazano je upravljanje pouzdanošću konstrukcije za građevinski objekat. Osnove za

proračun po metodi parcijalnih koeficijenata i analiza pouzdanosti, dati su u aneksu C. U aneksu D, prikazan je proračun uz korišćenje rezultata ispitivanja.

3.2 EVROKOD EC1 (*prevodilac Aleksandar Pakvor*)

Evrokod EC1: Dejstva na konstrukcije, podeljen je na deset Delova. Prevedeno je i nalaze se u štampi Delovi 1-1, 1-3, 1-4 i 1-5.

Dejstva na konstrukcije, prikazana u Evrokodu EC1, zajednička su za sve konstrukcije. U zavisnosti od materijala konstrukcije, Evrokod EC1 primenjuje se zajedno sa odgovarajućim Evrokodom EC2, EC3, EC4, EC5, EC6, ili EC9.

Deo 1-1: Osnovna dejstva – zapreminske težine, sopstvena težina i korisna opterećenja, obuhvata osnovni tekst, prikazan u šest glava i dva informativna aneksa A i B.

U osnovnom tekstu, pored opštih odredbi, prikazani su klasifikacija dejstava od sopstvene težine i korisnih opterećenja, kao i proračunske situacije za stalna i korisna opterećenja. Prikazane su i zapreminske težine građevinskih i uskladištenih materijala. Dati su prikaz dejstava i karakteristične vrednosti sopstvene težine građevinskih elemenata, odnosno prikaz dejstava, dispozicija opterećenja i karakteristične vrednosti korisnih opterećenja za stambene, društvene i administrativne površine, površine za skladištenje i industrijske aktivnosti, garaže i saobraćajne površine za vozila, izuzev mostova, kao i za krovove. Pored toga, prikazana su i horizontalna opterećenja na parapete i pregradne zidove, koji deluju kao prepreke.

Aneks A, sadrži tabele nominalnih zapreminskih težina građevinskih materijala, kao i nominalnih zapreminskih težina i uglova unutrašnjeg trenja uskladištenih materijala. Aneks B, odnosi se na prepreke za vozila i parapete za parkirališta.

Deo 1-3: Osnovna dejstva – opterećenja od snega, obuhvata osnovni tekst, prikazan u šest glava i pet informativnih aneksa A, B, C, D i E.

U osnovnom tekstu, pored opštih odredbi, prikazani su klasifikacija dejstava i proračunske situacije za uobičajene i izuzetne uslove. Date su karakteristične i ostale reprezentativne vrednosti i prikazano tretiranje izuzetnih opterećenja od snega na tlo. Prikazani su priroda i dispozicije opterećenja od snega na krovove, kao i koeficijenti oblika jednovodnih, kosih, testerastih i cilindričnih krovova, odnosno krovova, koji se graniče sa i bliski su visokim građevinskim objektima. Pored toga, prikazani su i lokalni uticaji, usled pojave smetova na ispustima i preprekama, od snega, koji visi preko ivice krova i usled opterećenja od snega na snegobrane i druge prepreke.

U aneksu A, prikazane su proračunske situacije i dispozicije opterećenja, koje treba da budu korišćene za različite lokacije. Koeficijenti oblika opterećenja od snega za izuzetne snežne smetove na testerastim krovovima i krovovima, koji se graniče sa i bliski su visokim građevinskim objektima, odnosno krovovima, kod kojih pojava smetova nastaje na ispustima, preprekama i parapetima, prikazani su u aneksu B. Aneks C, sadrži mape opterećenja od snega na tlo pojedinih zemalja Evrope, koje su usvojile Evrokodove. Aneks D, odnosi se na prilagođavanje opterećenja od snega na tlo, saglasno sa povratnim periodom. U aneksu E, data je zapreminska težina snega.

Za usvajanje Evrokodova u našoj zemlji, neophodno je, u Nacionalnom aneksu, na osnovu podataka dugogodišnjih osmatranja, obrađenih po propisanom postupku, da bude definisana mapa opterećenja od snega na tlo naše zemlje, koja je usklađena sa mapama susednih zemalja.

Deo 1-4: Osnovna dejstva – dejstva vetra, obuhvata osnovni tekst, prikazan u osam glava i šest informativnih aneksa A, B, C, D, E i F.

U osnovnom tekstu, pored opštih odredbi, prikazani su proračunske situacije i priroda, prikaz, klasifikacija i karakteristične vrednosti za modeliranje dejstava vetra. Definisani su srednji vetar, turbulencija vetra i udarni pritisak od brzine vetra, kao i pritisak vetra na površine i sile vetra. Data su uputstva za određivanje koeficijenta konstrukcije i koeficijenta pritiska i sile, za zgrade, krovove nadstrešnica, samostalne zidove i parapete, ograde i table oznaka, kao i za kružne cilindre, konstrukcijske elemente sa pravougaonim, oštroivičnim i poligonalnim presekom, sfere, rešetkaste konstrukcije i skele, odnosno zastave. Definisani su koeficijent trenja, efektivna vitkost i koeficijent uticaja kraja. Pored toga, što se tiče dejstva vetra na mostove, prikazan je izbor postupka proračuna odgovora, dati su koeficijenti sile vetra na kolovoznu ploču, kao i proračunske situacije i uticaji vetra na stubove mosta.

Aneks A, odnosi se na zavisnost uticaja od vetra od površinske rapavosti terena, orografije i susednih konstrukcija. Određivanje koeficijenta konstrukcije po postupku 1, prikazano je u aneksu B, a po postupku 2, u aneksu C. Vrednosti koeficijenta konstrukcije za različite tipove konstrukcija, dati su u aneksu D. U aneksu E, prikazani su uticaji odvajanja vrtloga i aeroelastičnih nestabilnosti, u vidu galopiranja, interferentnog galopiranja, divergencije i flatera. Dinamičke karakteristike konstrukcije, odnosno osnovna frekvenca, osnovni oblik tona oscilacije, ekvivalentna masa i logaritamski dekrement prigušenja, tretirane su u aneksu F.

U Delu 1-4 Evrokoda EC1, dejstva vetra na konstrukcije obrađena su veoma studiozno, detaljno i sveobuhvatno. Možda bi se jedino moglo primetiti, da je u obimnom tekstu, sa mnoštvom koeficijenata, nešto teže sagledati, u kojim se slučajevima u svakodnevnoj praksi, pojedini uticaji mogu zanemariti i proračun uprostiti.

Za usvajanje Evrokodova u našoj zemlji, neophodno je, u Nacionalnom aneksu, na osnovu podataka dugogodišnjih osmatranja, obrađenih po propisanom postupku, da bude definisana mapa referentnih brzina vetra naše zemlje, koja je usklađena sa mapama susednih zemalja.

Deo 1-5: Osnovna dejstva – termička dejstva, obuhvata osnovni tekst, prikazan u sedam glava, dva normativna aneksa A i B i dva informativna aneksa C i D.

U osnovnom tekstu, pored opštih odredbi, prikazani su klasifikacija dejstava i proračunske situacije i dat je prikaz dejstava. Prikazane su temperaturne promene u zgradama i na kolovoznim konstrukcijama i stubovima mostova, kao i u industrijskim dimnjacima, cevovodima, silosima, rezervoarima i rashlahnim tornjevima.

Aneks A, sadrži izoterme minimalnih i maksimalnih temperatura vazduha u hladu pojedinih zemalja Evrope, koje su usvojile Evrokodove. U aneksu B, prikazane su temperaturne razlike za različite debljine obloge lica. Koeficijenti linearne termičke dilatacije, dati su u aneksu C, a temperaturni dijagrami u zgradama i drugim građevinskim objektima, u aneksu D.

Za usvajanje Evrokodova u našoj zemlji, neophodno je, u Nacionalnom aneksu, na osnovu podataka dugogodišnjih osmatranja, obrađenih po propisanom postupku, da bude definisana mapa izotermi minimalnih i maksimalnih temperatura vazduha u hladu, koja je usklađena sa mapama susednih zemalja.

3.3 EVROKOD EC2 (*prevodilac Života Perišić)*

Evrokod EC2: Proračun betonskih konstrukcija, podeljen je na četiri Dela. Preveden je i štampan Deo 1-1, koji je dovoljan za projektovanje betonskih konstrukcija u zgradarstvu.

Evrokod EC2, primenjuje se zajedno sa Evrokodovima EC1, EC7 i EC8.

Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade, obuhvata osnovni tekst, prikazan u dvanaest glava, normativni aneks C i devet informativnih aneksa A, B, D, E, F, G, H, I i J.

U osnovnom tekstu, pored uvodnih odredbi, u osnovama proračuna, prikazani su osnovni zahtevi, upravljanje pouzdanošću, proračunski eksploatacioni vek, trajnost i upravljanje kvalitetom. Prikazane su osnovne promenljive veličine, koje potiču od dejstava i uticaja sredine, svojstava materijala i proizvoda, deformacija betona i geometrijskih podataka. Za proračun metodom parcijalnih koeficijenata, date su proračunske vrednosti parcijalnih keoficijenata za dejstvo skupljanja, prethodnog naprezanja, opterećenja na zamor, materijala i materijala za temelje. Prikazani su i proračun na osnovu rezultata ispitivanja, dodatni zahtevi za temelje i zahtevi za elemente za pričvršćivanje na beton.

Dati su podaci o svojstvima materijala, odnosno betona, čelika za armaturu, kao i čelika i konstrukcijskih elemenata sistema za prethodno naprezanje. Analizirani su trajnost konstrukcija i zaštitni sloj betona do armature.

U analizi konstrukcija, prikazani su geometrijske imperfekcije, idealizacija konstrukcije, linearna elastična analiza bez i sa ograničenom preraspodelom, plastična i nelinearna analiza, analiza uticaja drugog reda sa aksijalnim opterećenjem, bočna nestabilnost vitkih greda i prethodno napregnuti elementi i konstrukcije. Granična stanja nosivosti, prikazana su za savijanje sa ili bez aksijalne sile, smicanje, torziju i probijanje, kao i za proračun korišćenjem modela sa pritisnutim štapovima i zategama, za ankerovanje i nastavljanje preklapanjem, lokalno opterećenje i zamor. Granična stanja upotrebljivosti, prikazana su za ograničenje napona, prslina i ugiba.

Prikazani su konstrukcijski detalji armature i kablova za prethodno naprezanje, kao i elemenata, odnosno greda, punih i ravnih ploča, stubova, zidova, visokih nosača, temelja, zona sa diskontinuitetima u geometriji ili u dejstvima i sistema povezivanja delova konstrukcije zategama. Pored toga, prikazana su i dodatna pravila za prefabrikovane betonske elemente i konstrukcije, a prikazane su i betonske konstrukcije od lakog agragata, kao i nearmirane i slabo armirane betonske konstrukcije.

Aneks A, odnosi se na modifikaciju parcijalnih koeficijenata za materijale, kod konstrukcija betoniranih in-situ i prefabrikovanih proizvoda i elemenata, a aneks B, odnosi se na dilatacije tečenja i skupljanja. Svojstva armature podobne za primenu prema ovom Evrokodu, data su u aneksu C. U aneksu D, prikazana je detaljna metoda proračuna gubitaka usled relaksacije čelika za prethodno naprezanje, a u aneksu E, prikazane su indikativne klase čvrstoće betona s obzirom na trajnost.

Proračun zategnute armature za ravna stanja napona, prikazan je u aneksu F, a interakcija tla i konstrukcije, za plitke fundamente i fundamente na šipovima, prikazana je u aneksu G. U aneksu H, prikazani su kriterijumi za zanemarivanje i metode za proračun globalnih uticaja drugog reda u konstrukcijama, a u aneksu I, prikazana je analiza ravnih ploča i zidova za ukrućenje od smicanja. Pravila za konstrukcijske detalje za posebne slučajeve, odnosno za površinsku armaturu, uglove ramova i kratke elemente, data su u aneksu J.

3.4 EVROKOD EC3 (*prevodilac Zlatko Marković)*

Evrokod EC3: Proračun čeličnih konstrukcija, podeljen je na dvadeset Delova. Prevedeni su i štampani Delovi 1-1 i 1-8, a prevedeni su i nalaze se u štampi Delovi 1-3, 1-5 i 1-10. Ovi Delovi su dovoljni za projektovanje čeličnih konstrukcija u zgradarstvu.

Evrokod EC3, primenjuje se zajedno sa Evrokodovima EC1, EC7 i EC8.

Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade, obuhvata osnovni tekst, prikazan u sedam glava i četiri informativna aneksa A, B, AB i BB.

U osnovnom tekstu, pored opštih odredbi, u osnovama proračuna, prikazani su osnovni zahtevi, upravljanje pouzdanošću, proračunski životni vek, trajnost i robusnost, kao i principi proračuna prema graničnim stanjima. Prikazane su osnovne promenljive veličine, koje potiču od dejstava i uticaja okruženja, odnosno svojstava materijala i proizvoda. Za proračun metodom parcijalnih koeficijenata, date su proračunske vrednosti svojstava materijala i geometrijskih podataka, a prikazani su određivanje proračunske nosivosti i provera statičke ravnoteže. Prikazan je i proračun na osnovu rezultata ispitivanja.

Dati su podaci o svojstvima materijala, odnosno konstrukcionih čelika, sredstava za veze i ostalih prefabrikovanih proizvoda u zgradama. Analizirana je trajnost konstrukcija.

U analizi konstrukcija, prikazani su modeliranje konstrukcija za analizu, globalna analiza, imperfekcije, metode analiza, koje uzimaju u obzir materijalne nelinearnosti, klasifikacija poprečnih preseka i poprečni preseci za plastičnu globalnu analizu. Granična stanja nosivosti, prikazana su za zatezanje, pritisak, savijanje, smicanje, torziju, savijanje i smicanje, savijanje i aksijalnu silu, savijanje, smicanje i aksijalnu silu, kao i izvijanje, odnosno pritisak rešetkastih, ramovskih i višedelnih elemenata sa blisko postavljenim pojasevima. Granična stanja upotrebljivosti, prikazana su za ograničenje ugiba, horizontalnih deformacija i dinamičkih uticaja kod zgrada.

Koeficijenti interakcije za metodu 1, dati su u aneksu A, a za metodu 2, u aneksu B. U aneksu AB, prikazane su dodatne odredbe za proračun, a u aneksu BB, tretirano je izvijenje elemenata konstrukcije zgrada.

Deo 1-3: Opšta pravila – dodatna pravila za hladno oblikovane tankozidne elemente i limove, obuhvata osnovni tekst, prikazan u deset glava i pet informativnih aneksa A, B, C, D i E.

U osnovnom tekstu, pored uvoda, prikazane su osnove proračuna hladno oblikovanih tankozidnih elemenata i limova, do 4 mm debljine, otvorenog i zatvorenog poprečnog preseka, koji se, zbog niza prednosti u odnosu na klasične čelične konstrukcije, sve više primenjuju u zgradarstvu.

Dati su podaci o svojstvima materijala i analizirana je trajnost konstrukcija.

Prikazana je analiza konstrukcija, za granična stanja nosivosti i granična stanja upotrebljivosti, koja obuhvata zatezanje, pritisak, savijanje, smicanje, torziju i kombinovano naprezanje. S obzirom na veoma male debljine zidova poprečnih preseka, posebno je tretirano određivanje karakteristika efektivnog preseka. Data su i pravila za proračun hladno oblikovanih elemenata na fleksiono, torziono, torziono-fleksiono i bočno-torziono izvijanje, kao i kombinovano naprezanje na pritisak i savijanje.

U proračunu veza, analizirano je ponašanje klasičnih zavrtnjeva u spojevima sa limovima malih debljina, a tretirana su i specifična spojna sredstva, kao što su samonarezujući zavrtnjevi, pop nitne i tačkasti šavovi. Prikazan je i proračun na osnovu rezultata ispitivanja. Uključena su i specifična razmatranja za rožnjače, kasete i profilisane limove, čija primena ima veliki praktični značaj.

Aneks A, odnosi se na postupke ispitivanja, aneks B, na trajnost spojnih sredstava, a aneks C, na karakteristike poprečnih preseka hladno oblikovanih profila. Metoda kombinovane efektivne širine i efektivne debljine za konzolne delove preseka, prikazana je u aneksu D, a uprošćen proračun za rožnjače, prikazan je u aneksu E.

Deo 1-3 Evrokoda EC3, ima poseban značaj za našu regulativu, u kojoj ta problematika do sada uopšte nije bila tretirana.

Deo 1-5: Puni limeni elementi, obuhvata osnovni tekst, prikazan u deset glava i pet informativnih aneksa A, B, C, D i E.

U osnovnom tekstu, pored uvoda, prikazani su osnove proračuna i modeliranje limenih elemenata, odnosno izbočavanje punih limenih elemenata i određivanje efektivnih površina poprečnih preseka klase 4. Tretirani su šir leg efekti, kao i izbočavanje neukrućenih i ukrućenih limova, usled normalnih napona pritiska, pri graničnom stanju nosivosti. Prikazano je određivanje nosivosti limova na izbočavanje smicanjem i izbočavanje usled dejstva lokalnih poprečnih sila. Tretirani su interakcija različitih vidova naprezanja i izbočavanje rebra usled izvijanja nožice. Prikazani su detalji ukrućenja i konstrukcijskog oblikovanja, a prikazana je i metoda redukovanog napona.

Aneks A, odnosi se na proračun kritičnog napona za ukrućene ploče, aneks B, na elemente promenljivog poprečnog preseka, a aneks C, na metode analize primenom konačnih elemenata. Puni limeni nosači sa rebrom od profilisanog lima, prikazani su u aneksu D, a alternativne metode za određivanje efektivnog poprečnog preseka, prikazane su u aneksu E.

Deo 1-8: Proračun veza, obuhvata osnovni tekst, prikazan u sedam glava.

U osnovnom tekstu, pored uvoda, u osnovama proračuna, prikazani su pretpostavke, opšti zahtevi, sile i momenti, koji deluju na veze, nosivost veza i proračunske pretpostavke. Prikazani su veze opterećene smicanjem, izložene udaru, vibracijama i/ili povratnom opterećenju, kao i ekscentričnost na ukrštanju elemenata. Obuhvaćeni su spojevi sa zavrtnjevima, smičući i zategnuti, uključujući injektirane, zakivcima, ankerima i čepovima, odnosno duge veze. U zavarenim spojevima, pored materijala i geometrije, obuhvaćeni su ugaoni šavovi bez i sa podmetačem, ugaoni šavovi po obimu rupe, sučeoni, čep i užljebljeni šavovi.

Prikazani su elastična, kruto-plastična i elasto-plastična globalna analiza i globalna analiza rešetkastih nosača, kao i klasifikacije veza prema krutosti i prema nosivosti, odnosno modeliranje veza greda-stub.

Prikazane su i specifičnosti veza između elemenata H ili I preseka i veza šupljih profila.

Deo 1-10: Izbor čelika u pogledu žilavosti i svojstava po debljini, obuhvata osnovni tekst, prikazan u tri glave.

U osnovnom tekstu, pored opštih odredbi, prikazana su pravila za izbor materijala u pogledu žilavosti, a u zavisnosti od referentne temperature, nivoa naprezanja i debljine razmatranog elementa. Izbor odgovarajućeg materijala, ili određivanje maksimalne debljine elementa, jednostavni su, na osnovu datih tabela. Naglašeno je, da kod elemenata, napregnutih upravno na površinu lima, postoji opasnost od lamelarnog cepanja. Prikazan je izbor materijala u pogledu svojstava po debljini. Dat je postupak za određivanje Z-vrednosti, za ocenu opasnosti od pojave lamelarnog cepanja, u zavisnosti od načina oblikovanja detalja, tehnologije zavarivanja, debljine lima i debljine šavova.

Deo 1-10 Evrokoda EC3, daje važne preporuke za izbor osnovnog materijala, za sve vrste čeličnih konstrukcija, posebno dinamički opterećeniih i osetljivih na zamor i krti lom.

3.5 EVROKOD EC4 (*prevodilac Dragana Čukić sa saradnikom)*

Evrokod EC4: Proračun spregnutih konstrukcija od čelika i betona, podeljen je na tri Dela. Preveden je i štampan Deo 1-1.

Evrokod EC4, primenjuje se zajedno sa Evrokodovima EC1, EC7 i EC8.

Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade, obuhvata osnovni tekst, prikazan u devet glava i tri informativna aneksa A, B i C.

U osnovnom tekstu, pored opštih odredbi, u osnovama proračuna, prikazani su uslovi i principi proračuna graničnih stanja. Prikazane su osnovne promenljive veličine, koje potiču od dejstava i uticaja okoline, kao i svojstava materijala i proizvoda, a prikazana je i klasifikacija dejstava. Za proračun metodom parcijalnih koeficijenata, date su proračunske vrednosti dejstava, svojstava materijala ili proizvoda, geometrijskih podataka i nosivosti. Prikazani su kombinacija dejstava i provera statičke ravnoteže.

Dati su podaci o svojstvima materijala, odnosno betona, čelika za armaturu, konstrukcionog čelika, sredstava za veze i profilisanog lima za spregnute ploče kod zgrada. Analitirana je trajnost konstrukcija, posebno profilisanog lima za spregnute ploče u zgradama.

U analizi konstrukcija, prikazani su modeliranje konstrukcije za analizu, stabilnost konstrukcije, imperfekcije, metode globalne analize, linearno-elastična analiza bez i sa ograničenom preraspodelom, nelinearna globalna i kruto-plastična globalna analiza kod zgrada, a data je i klasifikacija spregnutih poprečnih preseka, neobloženih i obloženih betonom, kod zgrada. Granična stanja nosivosti, prikazana su za grede kod zgrada, u vezi savijanja, vertikalnog smicanja, bočno-torzionog izvijanja, poprečnih sila, koje deluju na rebra i smičućih spojeva, kao i za spregnute stubove i pritisnute elemente, a prikazan je i zamor. Granična stanja upotrebljivosti, prikazana su za ograničenje napona, deformacija kod zgrada i prslina u betonu.

Prikazane su i specifičnosti spregnutih veza okvirnih nosača i spregnutih ploča sa profilisanim limovima kod zgrada.

Aneks A, odnosi se na krutost komponenti veza kod zgrada, aneks B, na standardna ispitivanja moždanika i spregnutih ploča međuspratnih konstrukcija, a aneks C, na skupljanje betona za spregnute konstrukcije kod zgrada.

3.6 EVROKOD EC5 (*prevodilac Boško Stevanović, sa saradnicima)*

Evrokod EC5: Proračun drvenih konstrukcija, podeljen je na tri Dela. Preveden je i pripremljen za štampu Deo 1-1.

Evrokod EC5, primenjuje se zajedno sa Evrokodovima EC1, EC7 i EC8.

U odnosu na postojeću regulativu iz drvenih konstrukcija u našoj zemlji, Evrokod EC5, predstavlja potpuno novi koncept proračuna drvenih konstrukcija prema graničnim stanjima, uz primenu metode parcijalnih koeficijenata.

Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade, obuhvata osnovni tekst, prikazan u deset glava i četiri informativna aneksa A, B, C i D.

U osnovnom tekstu, pored opštih odredbi, prikazane su osnove proračuna. Dati su podaci o svojstvima materijala, odnosno monolitnog drveta, rezane i oble građe, lepljenog lameliranog drveta i proizvoda na bazi drveta. Analizirana je trajnost drvenih konstrukcija. Na osnovu proračunskih zahteva, u analizi konstrukcija, metodom parcijalnih koeficijenata, prikazana su granična stanja nosivosti za različita naponska stanja, kao i granična stanja upotrebljivosti za ograničenje ugiba i vibracija. Prikazane su veze ostvarene metalnim spojnim sredstvima, komponente i sklopovi, kao i konstrukcijski detalji i kontrola.

Tipovi smičućeg loma za veze čelik-drvo, ostvarene štapastim spojnim sredstvima, prikazani su u aneksu A, nosači složenog preseka, spojeni mehaničkim spojnim sredstvima, u aneksu B, a pritisnuti štapovi složenog preseka, u aneksu C. Aneks D, odnosi se na bibliografiju.

Za usvajanje Evrokoda EC5 u našoj zemlji, pored ostalog, potrebno je, u Nacionalnom aneksu, na osnovu brojnih budućih eksperimentalnih ispitivanja, definisati vrednosti

koeficijenata i parametara, za klase čvrstoća drveta, koje raste na ovim prostorima, kao i naših proizvoda na bazi drveta, posebno šper ploča, iverica i panel ploča.

3.7 EVROKOD EC6 (*prevodilac Boško Stevanović, sa saradnicima)*

Evrokod EC6: Proračun zidanih konstrukcija, podeljen je na četiri Dela. Preveden je i pripremljen za štampu Deo 1-1.

Evrokod EC6, primenjuje se zajedno sa Evrokodovima EC1, EC7 i EC8.

Deo 1-1: Opšta pravila za armirane i nearmirane zidane konstrukcije, obuhvata osnovni tekst, prikazan u devet glava i deset informativnih aneksa A, B, C, D, E, F, G, H, I i J.

U osnovnom tekstu, pored opštih odredbi, prikazane su osnove proračuna. Dati su podaci o svojstvima materijala, odnosno elemenata za zidanje, maltera, betonske ispune, čelika za armiranje i čelika za prethodno naprezanje. Analizirana je trajnost zidanih konstrukcija. Na osnovu proračunskih zahteva, u analizi zidanih konstrukcija, armiranih, nearmiranih, prethodno napregnutih i uokvirenih armiranobetonskim serklažima, metodom parcijalnih koeficijenata, prikazana su granična stanja nosivosti za različita naponska stanja, kao i granična stanja upotrebljivosti. Prikazani detalji oblikovanja armiranih i nearmiranih zidanih konstrukcija, kao i kvalitet materijala i proizvoda i standardi za izvođenje radova.

Razmatranje parcijalnih koeficijenata sigurnosti u odnosu na izvođenje radova, prikazano je u aneksu A, metoda izračunavanja ekscentriciteta jezgra za ukrućenje, u aneksu B, a pojednostavljena metoda za izračunavanje ekscentriciteta opterećenja izvan ravni zida, u aneksu C. Aneks D, odnosi se na određivanje vrednosti koeficijenata ρ_3 i ρ_4, a aneks E, koeficijenta momenta savijanja α_z za bočno opterećene jednostruke zidne panele, debljine jednake ili manje od 250 mm.

Granični odnos visine i dužine prema debljini zida, za granično stanje upotrebljivosti, prikazano je u aneksu F, određivanje vrednosti koeficijenta izvijanja u sredini visine zida, u aneksu G, a faktor uvećanja, definisan u 6.1.3, u aneksu H. Aneks I, odnosi se na korekciju bočnog opterećenja za zidove oslonjene na tri ili četiri strane, izložene horizontalnom opterećenju izvan svoje ravni i vertikalnom opterećenju, a aneks J, na armirane zidane elemente, izložene smičućem opterećenju: povećanje faktora f_{vd} .

3.8 EVROKOD EC7 (*prevodilac Petar Anagnosti, sa saradnicima)*

Evrokod EC7: Geotehničko projektovanje, podeljen je na dva Dela. Prevedena su i pripremljena za štampu oba Dela, 1-1 i 1-2.

Geotehničko projektovanje, prikazano u Evrokodu EC7, zajedničko je za sve konstrukcije. Usaglašeno je sa Evrokodovima EC0, EC1 i EC8. U zavisnosti od materijala konstrukcije, Evrokod EC7 primenjuje se zajedno sa odgovarajućim Evrokodom EC2, EC3, EC4, EC5, EC6, ili EC9.

Evrokod EC7, neposredno je povezan sa regulativom, sadržanom u dokumentima Evrokodova EN1563: Izrada bušenih šipova, EN1537: Sidra, EN12063: Čelični priboji, EN12699: Pobijeni šipovi i EN14199: Mikrošipovi.

U odnosu na skromnu postojeću regulativu iz geotehnike u našoj zemlji, Evrokod EC7, predstavlja značajnu kvalitativnu i kvantitativnu promenu u pristupu aktivnostima u geotehničkom konstrukterstvu.

Primenom Evrokoda EC7, mogu da budu korišćene i olakšice u postupku projektovanja i dimenzionisanja temelja jednostavnih i više puta izgrađenih konstrukcija u dobro poznatim

terenskim uslovima. Tada, obim prethodnih istraživanja može da bude minimalan, ili se sprovodi tek nakon izvršenja iskopa za temelje, kao kontrola projektom usvojenog stanja terena. U komplikovanim terenskim uslovima, kao poseban način dimenzionisanja, dopuštena je primena ''observacionog postupka'', prema kojem se ponašanje objekta u interakciji sa terenom prati preko detaljno zamišljenog i sprovedenog sistema osmatranja, sličnom kao pri formiranju primarne tunelske obloge, sa unapred planiranim i po potrebi sprovedenim ojačanjima. Konačno, za veoma složene konstrukcije ili terenske uslove, Evrokod EC7, ne mora se u potpunosti striktno primenjivati.

Deo 1-1: Opšta pravila geotehničkog projektovanja i proračuna, obuhvata osnovni tekst, prikazan u dvanaest glava i deset aneksa.

U osnovnom tekstu, prikazana su opšta pravila i principi geotehničkog projektovanja i formiranja geotehničkih podataka o terenu, kao i vršenja nadzora, osmatranja i održavanja. Prikazane su geotehničke aktivnosti u konstrukterstvu, odnosno nasipanje, odvodnjavanje, ojačavanje i poboljšavanje svojstava tla, plitko temeljenje, temeljenje na šipovima i sidrenje. Tretirani su potporne konstrukcije, oblici hidrauličkog sloma u tlu, opšta stabilnost temeljnog tla i problematika nasipa u branama.

U aneksima, razmatra se problematika parcijalnih faktora sigurnosti i prikazuju neobavezni postupci geotehničkih proračuna potpornih zidova, plitkog temeljenja, šipova i drugih elemenata.

Deo 1-2: Geotehnička istraživanja i ispitivanja terena, obuhvata osnovni tekst, prikazan u šest glava i dvadesetčetiri aneksa.

U Delu 1-2, tretirana je problematika utvrđivanja svojstava tla i stena, koja su značajna za interakciju sa objektima, ili konstrukcijskim elementima, preko kojih se prenose sile sa konstukcije na tlo, odnosno sa tla na konstrukciju.

U osnovnom tekstu, prikazani su postupci i principi za planiranje terenskih i laboratorijskih istraživanja i ispitivanja, uzimanje uzoraka tla i stena u saglasnosti sa potrebama daljih ispitivanja, merenja podzemne vode i terenskih ispitivanja u tlu i stenskoj masi, kao i laboratorijskih ispitivanja uzoraka tla i stena, odnosno formiranja geotehničkih izveštaja o izvršenim ispitivanjima.

U aneksima, upotpunjuju se postupci pojedinih ispitivanja i interpretacije rezultata, tretirani u osnovnom tekstu.

3.9 EVROKOD EC8 (*prevodilac Đorđe Lađinović, sa saradnicima)*

Evrokod EC8: Projektovanje seizmički otpornih konstrukcija, podeljen je na šest Delova. Prevedeni su i pripremljeni za štampu Deo 1 i Deo 2.

Evrokod EC8 primenjuje se za projektovanje i izvođenje konstrukcija zgrada i drugih građevinskih objekata u seizmički aktivnim područjima. Specijalni objekti, sa povećanim rizikom za stanovništvo, kao što su nuklearne elektrane i velike brane, izvan su područja primene Evrokoda EC8. U zavisnosti od materijala konstrukcije, Evrokod EC8 primenjuje se zajedno sa odgovarajućim Evrokodom EC2, EC3, EC4, EC5, EC6, ili EC9.

Za usvajanje Evrokodova u našoj zemlji, neophodno je, u Nacionalnom aneksu, na osnovu podataka dugogodišnjih osmatranja, obrađenih po propisanom postupku, da bude definisana mapa seizmičnosti pojedinih područja naše zemlje, koja je usklađena sa mapama susednih zemalja.

Deo 1: Opšta pravila, seizmička dejstva i pravila za zgrade, obuhvata osnovni tekst, prikazan u deset glava, jedan normativni aneks C i dva informativna aneksa A i B.

U osnovnom tekstu, pored opštih odredbi, prikazani su zahtevi performansi i usaglašeni kriterijumi, odnosno uslovi tla i seizmičko dejstvo. Prikazano je projektovanje zgrada i data su posebna pravila za betonske i čelične zgrade, spregnute zgrade od čelika i betona, kao i drvene i zidane zgrade. Pored toga. prikazana je i bazna izolacija.

Spektar odgovora elastičnog pomeranja, prikazan je u aneksu A, određivanje ciljnog pomeranja za nelinearnu statičku ''pushover'' analizu, u aneksu B, a projektovanje ploča spregnutih greda od čelika i betona, u čvorovima greda-stub okvirnih konstrukcija, u aneksu C.

Deo 3: Procena stanja i pojačavanje zgrada, obuhvata osnovni tekst, prikazan u šest glava i tri informativna aneksa A, B i C.

U osnovnom tekstu, pored opštih odredbi, prikazani su zahtevi performansi i usaglašeni kriterijumi, odnosno date su informacije za procenu stanja konstrukcije. Prikazani su procena stanja, odluke za konstrukcijsku intervenciju, kao i projektovanje same konstrukcijske intervencije.

U aneksu A, prikazane su betonske konstrukcije, u aneksu B, čelične i spregnute konstrukcije, a u aneksu C, zidane konstrukcije.

4 BUDUĆE AKTIVNOSTI NA UVOĐENJU EVROKODOVA

Priprema i donošenje **Nacionalnog aneksa**, sigurno je najkomplikovanija i najobimnija buduća aktivnost na uvođenju u našoj zemlji Evrokodova za konstrukcije. Bez usvojenog Nacionalnog aneksa, formalna administrativna legalizacija uvođenja Evrokodova, bila bi bez suštinskog značaja, jer se Evrokodovi u našoj zemlji praktično ne bi mogli primeniti.

Naime, u Nacionalnom aneksu, neophodno je, na osnovu podataka dugogodišnjih osmatranja, obrađenih po propisanom pustupku, da budu, za našu zemlju, definisane mape **opterećenja od snega na tlo**, **referentnih brzina vetra**, **izotermi minimalnih i maksimalnih temperatura vazduha u hladu** i **seizmičnosti pojedinih područja**. Ove mape, treba da budu usklađene sa mapama susednih zemalja. Predloge mapa treba da pripreme eksperti odgovarajućih struka.

Pored toga, u Nacionalnom aneksu, na osnovu naših tehničkih i ekonomskih specifičnosti, treba da budu izabrani određeni **postupci**, kao i brojni **koeficijenti**, koji su, u pojedinim Delovima svih Evrokodova, posebno navedeni, uz preporučene vrednosti i ograničenja. Odstupanja od preporučenih vrednosti, iziskivala bi brojne analize i ispitivanja.

Posle štampanja drugog kompleta **prevoda**, potrebno je da budu prevedeni i štampani i treći i četvrti komplet. Privremeno bi prevođenje preostalih, manje značajnih, Delova moglo da izostane, uz mogućnost korišćenja engleskog originala.

Konačno, većim učešćem tematike Evrokodova u fakultetskim nastavnim programima i održavanjem odgovarajućih seminara za inženjere, projektante, revidente, izvođače ili nadzor, kao i investitore i administrativne službe, trebalo bi ostvariti potrebnu **edukaciju**.

Za aktivnosti na uvođenju u našoj zemlji Evrokodova za konstrukcije, neophodno je veliko **angažovanje** relevantnih **institucija** i svih građevinskih **inženjera**, posebno eksperata, kao i **finansijskih sredstava**.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Snežana Marinković[1]

PROJEKTOVANJE BETONSKIH KONSTRUKCIJA S OBZIROM NA NJIHOV UTICAJ NA ŽIVOTNU SREDINU

***Rezime*:**

U skladu sa veoma aktuelnom filozofijom održivog razvoja, u radu su prikazani osnovni principi projektovanja betonskih konstrukcija s obzirom na njihov uticaj na životnu sredinu. Ovaj deo savremenog koncepta projektovanja betonskih konstrukcija treba da obuhvati sve faze životnog ciklusa jedne betonske konstrukcije i treba da ima za cilj minimiziranje uticaja konstrukcije na okolinu, kroz smanjenje upotrebe prirodnih sirovina i energije, smanjenje emisija štetnih materija u vazduh, vodu i zemlju, i racionalno upravljanje građevinskim otpadom. U radu su takođe dati principi proračuna uticaja na životnu sredinu primenom metodologije ocene životnog ciklusa.

Ključne reči: betonske konstrukcije, uticaj na životnu sredinu, ocena životnog ciklusa

ENVIRONMENTAL DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES

Summary:

The paper summarizes basic principles of environmental design of concrete structures in the framework of sustainable construction concept. The environmental design of concrete structures, in which all the phases of the life cycle are included, should be established to minimize the environmental impact of the structure, i.e. to minimize the use of resources and energy, to decrease the emission of greenhouse gasses and other hazardous substances, and to manage construction and demolition waste. The evaluation of the environmental impacts using life cycle assessment methodology and some performance requirements are also presented.

Key words: concrete structures, environmental design, life cycle assessment

[1] Dr, vanredni profesor, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bul. Kralja Aleksandra 73, Beograd

1 UVOD

Poslednjih par decenija, podizanje svesti o negativnim posledicama ljudskih aktivnosti na održivost životne sredine, alarmiralo je stručnjake iz različitih područja nauke i tehnike da se detaljno pozabave posledicama koje pojedine delatnosti imaju na smanjenje prirodnih resursa, klimatske promene, zagađenje zemlje, vode i vazduha, i ugrožavanje biološkog sveta. U razvijenim zemljama Evrope, SAD, Australiji, Novom Zelandu, Japanu, naučne i stručne organizacije iz građevinsko-arhitektonske struke sve intenzivnije traže puteve kojima i ova delatnost, koja nesumnjivo ima veliko učešće u stvaranju postojećeg alarmantnog stanja, treba da ide ka održivom razvoju i omogućavanju opstanka ljudi. Razvoj održivog građevinarstva zasniva se na smanjenju potrošnje energije i prirodnih sirovina, smanjenju emisije štetnih gasova u vazduh, zemlju i vodu, smanjenju površina zemljišta pod deponijama, povećanju trajnosti i produženju eksploatacionog veka konstrukcija, korišćenju sekundarnih materijala i ponovnoj upotrebi konstruktivnih elemenata, vraćanju iskorišćenih materijala okolini bez njenog ugrožavanja.

Tako, građevinska industrija, uključujući i industriju betona, se danas suočava sa transformacijom tradicionalnog procesa projektovanja i građenja u novi pristup održivog građevinarstva, u čemu važnu ulogu imaju aspekti očuvanja životne sredine. Ključni značaj procene ekoloških aspekata betonskih konstrukcija proizilazi iz velike količine betonskih konstrukcija izgrađenih u svetu svake godine (danas je proizvodnja betona oko 9.4 milijarde tona godišnje). Procenjuje se da su građevinska industrija i njeni proizvodi odgovorni za približno 40% ukupne potrošnje energije i emisije gasova koji su odgovorni za efekat staklene bašte [1]. Više od polovine ukupnog industrijskog otpada je građevinski otpad. Za proizvodnju betona koriste se prirodne sirovine, vađenjem iz zemlje. Beton je jedan od najjeftinijih građevinskih materijala, i izgleda da u bliskoj budućnosti neće imati alternativu. To znači da ćemo morati da nastavimo korišćenje krečnjaka za cement i agregata za beton i to u velikim količinama.

Osnovni cilj projektovanja betonskih konstrukcija s obzirom na njihov uticaj na životnu sredinu je smanjenje uticaja na životnu sredinu, društvo i pojedinačno čoveka. Da bi se uticaji smanjili, potrebno ih je sračunati. Uticaji i ponašanje betonskih konstrukcija računaju se, procenjuju kroz kategorije tipa: korišćenje sirovina, energije, emisije štetnih materija, količinu otpada itd. Zahtevi koje pri tome jedna betonska konstrukcija treba da zadovolji definišu se odgovarajućim zakonima ili posebnim zahtevima klijenta.

Namera autora u ovom radu je da da osnovne informacije o principima projektovanja betonskih konstrukcija s obzirom na njihov uticaj na životnu sredinu: dakle, o kojim uticajima se radi, kako se oni računaju i kakvi zahtevi se postavljaju u zakonima i propisima razvijenih zemalja i Srbije.

2 ODRŽIVO GRAĐEVINARSTVO

Tradicionalan pristup projektovanju i oceni građevinskih konstrukcija dugo vremena bio je zasnovan na tri osnovna faktora: kvalitet, cena koštanja i vreme. Agenda 21 i Agenda o održivom građevinarstvu [1] ističu da tri osnovna aspekta koncepta održivosti:

-zaštita životne sredine,
-ekonomska ograničenja i
-socijalno-kulturni aspekti

trebaju biti obuhvaćeni projektovanjem, izgradnjom, upotrebom i ostalim fazama u životnom ciklusu svakog proizvoda, pa i betonskih konstrukcija. Dok je tradicionalni pristup počivao na principu maksimalne ekonomske efikasnosti ne vodeći računa o uticaju na životnu sredinu, dotle novi pristup, održivo građevinarstvo, ističe važnost smanjenja uticaja građevinskih objekata na životnu sredinu. I ostali kriterijumi, ekonomski, kulturni i socijalni takođe moraju biti razmatrani i balansirani u procesu projektovanja i procesu ocene. Tradicionalni faktori (kvalitet, cena, vreme) uključeni su u napred navedene osnovne elemente.

Generalno, betonske konstrukcije se projektuju tako da zadovolje zahteve graničnog stanja nosivosti, upotrebljivosti i trajnosti. Sada se dodaje još jedan zahtev: uticaj konstrukcije na životnu sredinu treba da bude u okviru nekih zadatih kriterijuma. Dok se zahtevi vezani za nosivost, upotrebljivost i trajnost uglavnom odnose na fazu eksploatacije, i eventualno fazu građenja, dotle se ispunjavanje zahteva vezanih za uticaj konstrukcije na životnu sredinu odnosi na ceo životni ciklus jedne betonske konstrukcije (od proizvodnje komponenti betona, preko projektovanja, građenja i upotrebe, do rušenja).

Sa aspekta zaštite životne sredine, održivost u građevinarstvu se postiže:

- korišćenjem građevinskih materijala čiji je štetni uticaj na životnu sredinu najmanji,
- efikasnom i racionalnom potrošnjom energije i sirovina,
- odgovarajućim upravljanjem građevinskim otpadom.

Drugim rečima, projektovanje betonskih konstrukcija s obzirom na njihov uticaj na životnu sredinu, treba da obuhvati sve faze životnog ciklusa jedne betonske konstrukcije i treba da ima za cilj minimiziranje upotrebe prirodnih sirovina i energije, smanjenje emisija štetnih materija u vazduh, vodu i zemlju, i racionalno upravljanje građevinskim otpadom (recikliranje, ponovna upotreba itd.).

3 IDEJNI PROJEKAT I EKOLOŠKI ASPEKTI - ŠTA, ZAŠTO I KAKO

Vreme kada se donose dobre odluke, ali i loše, je rana faza projektovanja, odnosno idejni projekat. U idejni projekat u kome se rešava koncept konstrukcije, potrebno je uključiti i osnovna razmatranja vezana za uticaj budućeg objekta na životnu sredinu. Za razliku od projekta konstrukcije, kojim se definiše konstrukcija koja može da primi zadata opterećenja sa potrebnim koeficijentima sigurnosti, i koja će imati zahtevanu trajnost pod dejstvom uticaja okoline, "ekološkim" projektom se definiše konstrukcija čiji će uticaj na okolinu biti najmanji.

U idejnoj fazi projektovanja razmatra se više različitih koncepata konstrukcije (vrste materijala, konstruktivni sistemi, načini građenja itd.) i između njih bira najbolje rešenje s obzirom na cenu koštanja, vreme građenja, upotrebni vek, estetiku i uticaj na životnu sredinu. Kako uticaj na životnu sredinu postaje jedan od faktora odlučivanja, to je u idejnoj fazi potrebno razmotriti više različitih alternativa, proceniti njihov uticaj na životnu sredinu u toku celog životnog ciklusa, i uzimajući u obzir i ostale faktore, izabrati najbolje rešenje. Na ovaj način, posao građevinskih inženjera u saradnji sa ostalim strukama, se dodatno komplikuje, jer je procena uticaja na životnu sredinu u toku celog životnog ciklusa složen i zahtevan posao, o čemu će biti reči u narednim poglavljima.

Projektovanje betonskih konstrukcija, dakle dokaz graničnog stanja nosivosti, upotrebljivosti i trajnosti, konstruisanje i oblikovanje elemenata itd., regulisano je odgovarajućim propisima i standardima i to je poznato svim učesnicima u jednom projektu. Pri uvođenju ekoloških aspekata u proces projektovanja, stvari su za sada još uvek nejasne, iako u većini razvijenih zemalja već postoje propisi i standardi koji regulišu zahteve koje konstrukcija

u toku svog životnog ciklusa treba da zadovolji. Zbog toga je neophodno da se svi učesnici u projektu, a pre svega investitori, upoznaju sa osnovnim zahtevima, zašto se baš to a ne nešto drugo zahteva, i kako se zahtevi ispunjavaju.

3.1 ŠTA?

Osnovni aspekti uticaja betonskih konstrukcija, i uopšte konstrukcija, koje je potrebno proceniti, su sledeći:

- stvarne emisije štetnih materija u vazduh, zemlju i vodu, u svim fazama životnog ciklusa,
- nivo buke, vibracija i količinu prašine i sitnih čestica tokom procesa građenja,
- oceniti više različitih materijala sa stanovišta njihovog uticaja na životnu sredinu-imati više opcija,
- upotreba recikliranih materijala,
- maksimalna količina otpada,
- upotreba sekundarnih proizvoda,
- ponovna upotrebe konstruktivnih elemenata, odnosno recikliranje na samom gradilištu, ukoliko se radi o projektima rušenja i ponovne izgradnje.

3.2 ZAŠTO?

- procena stvarnih emisija u vazduh, zemlju i vodu bitna je radi ocene ukupnog uticaja na životnu sredinu u toku životnog ciklusa,
- procena nivoa buke, vibracija i količine prašine tokom procesa građenja potrebna je radi smanjenja negativnih efekata po okolinu; ovo je naročito važno ukoliko se radi o rušenju i recikliranju na gradilištu,
- između više različitih materijala bira se onaj koji ima najmanji uticaj na životnu sredinu; ovo je povezano i sa cenom koštanja,
- recikliranje otpada smanjuje njegovu količinu i potrebu za novim sirovinama,
- smanjenjem količine otpada smanjuje se potreba za korišćenjem zemljišta za deponije,
- upotreba sekundarnih proizvoda smanjuje uticaj na životnu sredinu na isti način kao i smanjenje količine i recikliranje otpada,
- ponovna upotreba i recikliranje na samom gradilištu smanjuju potrebu za transportom, količinu otpada i štede prirodne sirovine.

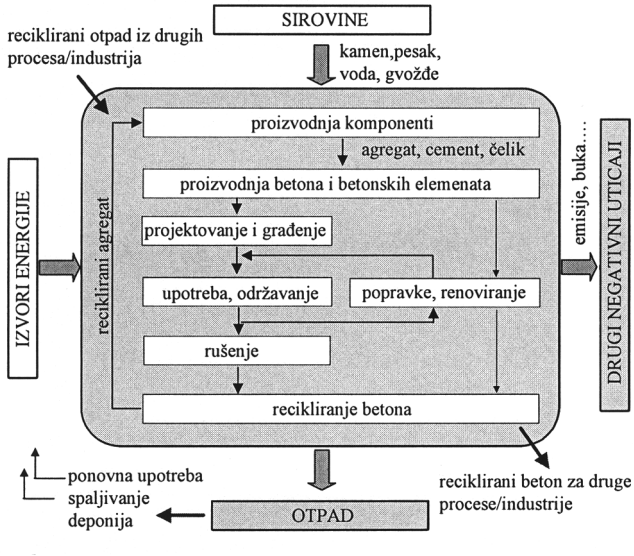
3.3 KAKO?

- smanjenje emisija u vazduh, zemlju i vodu treba postaviti kao cilj u okviru projekta; kada se radi o betonu, ovo se pre svega odnosi na smanjenje emisija ugljen dioksida u proizvodnji cementa i smanjenje emisija štetnih gasova prilikom transporta,
- u okviru projekta predvideti mere za smanjenje buke i vibracija i prikupljanje prašine u fazi građenja; izbegavati bučne operacije rano ujutru ili kasno noću,
- od proizvođača materijala tražiti dokumentaciju o ekološkim aspektima materijala; za beton to znači da pored osnovnih karakteristika: čvrstoća na pritisak, vodonepropustljivost, otpornost na mraz, proizvođač treba da dostavi dokumentaciju o potrošnji energije, prirodnih sirovina, količini štetnih materija koje se emituju u toku proizvodnje itd.,
- obezbediti maksimalno korišćenje recikliranih materijala, odnosno, koristiti ih gde je to moguće; ovde treba biti obazriv i koristiti samo materijale koji imaju dokaz kvaliteta,

- predvideti razne načine za smanjenje količine otpada: od ponovne upotrebe i recikliranja otpadnog materijala do sitnih mera, recimo izbegavati krojenje armature na gradilištu,
- maksimalno koristiti sekundarne proizvode; i ovde treba biti obazriv i koristiti samo proizvode čije su karakteristike u potpunosti poznate,
- u slučaju projekata rušenja i ponovne izgradnje, predvideti maksimalno korišćenje postojećih elemenata ili recikliranje otpada i njegovu ponovnu upotrebu; ponovo, svi reciklirani materijali čija se upotreba planira, moraju imati dokaz kvaliteta.

4 KATEGORIJE UTICAJA

Životni ciklus jedne betonske konstrukcije obuhvata: akviziciju sirovina, proizvodnju komponentnih materijala i samog betona, građenje, upotrebu i održavanje, rušenje i ponovnu upotrebu, recikliranje ili odlaganje [2], slika 1.



Slika 1- Karakteristični životni ciklus betonske konstrukcije i tokovi energije i materijala

Ukupni uticaj životnog ciklusa betonske konstrukcije ocenjuje se na osnovu uticaja svih pojedinačnih faza, i može se, na određene načine, iskazati kao "ekološki indeks". Betonska konstrukcija u toku života izaziva različite uticaje na životnu sredinu koji se izražavaju kroz sledeće kategorije: globalno otopljavanje, zakiseljavanje, eutrofikacija, fotohemijsko formiranje ozona (smog), smanjenje neobnovljivih sirovina (kamen, pesak, boksit, bakar, gvožđe itd.), smanjenje neobnovljivih izvora energije (nafta, prirodni gas, ugalj), odlaganje otpada, buka i prašina. U nastavku je objašnjen svaki od uticaja pojedinačno.

4.1 KATEGORIJE GLOBALNIH UTICAJA

U globalne uticaje spadaju globalno otopljavanje, smanjenje sirovina i izvora energije.

Globalno otopljavanje ili efekat staklene bašte je efekat povećanja temperature u nižim

slojevima atmosfere. Površina zemlje u normalnim uslovima reflektuje sunčevu radijaciju, ali velika koncentracija ugljen dioksida i ostalih gasova "staklene bašte" u atmosferi, deo reflektovane radijacije vraća u niže slojeve atmosfere, što izaziva povećanje temperature iznad normalnog nivoa. Moguće posledice ovog efekta su topljenje polarnih ledenih kapa i povećanje nivoa mora. Povećanje temperature takođe može imati za posledicu i regionalne klimatske promene.

Potencijal globalnog otopljavanja (engl. *global warming potential-GWP*) je veličina koja se numerički izražava preko potencijala globalnog otopljavanja supstanci koje imaju isti efekat na refleksiju sunčeve toplotne radijacije kao ugljen dioksid. Potencijali globalnog otopljavanja ovih supstanci (gasova staklene bašte) se izražavaju kao CO_2-ekvivalenti, odnosno njihov efekat se izražava relativno u odnosu na efekat ugljen dioksida. U gasove staklene bašte, pored ugljen dioksida, spadaju metan CH_4, azot dioksid NO_2, hlorofluorougljenici CFC, HCFC, HFC i drugi. Potencijali globalnog otopljavanja za navedene gasove računaju se za vremenske periode od 20, 100 i 500 godina i dati su u tabeli 1 [3].

Tabela 1- Potencijali globalnog otopljavanja (GWP) izražen u g CO_2-eq./g gasa

Substanca	Formula	GWP, 20 godina	GWP, 100 godina	GWP, 500 godina
Emisije u vazduh				
Ugljen dioksid	CO_2	1	1	1
Metan	CH_4	62	25	7.5
Azot dioksid	NO_2	290	320	180
Hlorofluorougljenici	CFC	5000-8100	4000-11700	1400-13000
Hidrohlorofluorougljenici	HCFC	300-4300	90-2000	30-630
Hidrofluorougljenici	HFC	460-9200	140-12100	44-9900

Potencijal globalnog otopljavanja ili efekat staklene bašte jednog procesa se sračunava množenjem količine emitovanog gasa po jedinici proizvedenog materijala i njegovog potencijala izraženog u g CO_2-eq./g gasa, i to za sve emitovane gasove. Sabiranjem doprinosa svih gasova, dobija se ukupni potencijal globalnog otopljavanja:

$$\mathrm{GWP(gCO_2 - eq.)} = \sum_i \mathrm{GWP_i} \times \mathrm{m_i} \qquad (1)$$

Smanjenje sirovina i izvora energije računaju se kao ukupna potrošnja sirovina, odnosno ukupna potrošnja energije u toku celog životnog ciklusa. Sirovine koje se koriste u velikim količinama su kamen, krečnjak, pesak, gvožđe. Građevinska industrija je takođe veliki potrošač energije, i to pre svega fosilnih goriva-uglja i nafte, a zatim i električne energije.

4.2 KATEGORIJE REGIONALNIH UTICAJA

U regionalne uticaje spadaju: eutrofikacija, zakiseljavanje, fotohemijsko formiranje ozona i odlaganje otpada.

Eutrofikaciju vodenih i zemljišnih eko-sistema izazivaju azot, fosfor i razgradljive organske supstance. Definiše se kao povećanje sadržaja hranljivih sastojaka u vodenim eko-sistemima koje dovodi do povećane produkcije planktona i algi i opadanja kvaliteta vode. Efekti eutrofikacije u zemljišnim eko-sistemima se mogu videti u poremećaju funkcije i broja različitih vrsta u sistemima siromašnim hranljivim materijama, kao što su recimo pustinje i

močvare i one su izazvane taloženjem azotnih jedinjenja u atmosferi.

Potencijal eutrofikacije (engl. *eutrophication potential-EP*) je veličina koja se numerički izražava preko potencijala eutrofikacije supstanci koje imaju isti efekat kao fosfati PO_4^{-3}. Potencijali eutrofikacije ovih supstanci se izražavaju kao PO_4^{-3}-ekvivalenti i prikazani su u tabeli 2 [3].

Tabela 2- Potencijali eutrofikacije (EP) izraženi u g PO_4^{-3}-eq./g odgovarajuće substance

Substanca	EP g PO_4^{-3}-eq./g
Emisije u vazduh	
N	0.42
NO_x	0.13
NH_3	0.35
Emisije u vodu	
N	0.42
NO_3	0.1
NH_4	0.33
P	3.06
COD	0.022
PO_4^{-3}	1

Potencijal eutrofikacije procesa se izražava kao:

$$EP(gPO_4^{-3} - eq.) = \sum_i EP_i \times m_i \quad (2)$$

Zakiseljavanje izaziva oslobađanje protona u zemljišnim i vodenim eko-sistemima. Efekti su najvidljiviji u šumama i počinju kao nedovoljan rast a završavaju se potpunim odumiranjem. Slično, u jezerima koja su "kisela" odumire sav živi svet. Kisele kiše su takođe jedna od posledica, a ovim su pogođeni i građevinski objekti. U substance koje izazivaju zakiseljavanje (oslobađaju vodonikove jone u okolinu) spadaju sumpor oksidi (SO_2 i SO_3), azot oksidi NO_x, amonijak NH_3, hlorovodonik HCl, ali i druga sumporna jedinjenja i kiseline.

Potencijal zakiseljavanja (engl. *acidification potential-AP*) se izražava u SO_2-ekvivalentima i dat je u tabeli 3 za neke od substanci koje izazivaju ovaj efekat, [3].

Tabela 3- Potencijali zakiseljavanja (AP) izraženi u g SO_2-eq./g odgovarajuće substance

Substanca	Formula	AP g SO_2-eq./g
Emisije u vazduh		
Sumpor dioksid	SO_2	1
Sumpor trioksid	SO_3	0.8
Azot dioksid	NO_2	0.7
Azot oksid	NO	1.07
Hlorovodonik	HCl	0.88
Amonijak	NH_3	1.88

Potencijal zakiseljavanja jednog procesa računa se sabiranjem ovih potencijala za substance koje se emituju u tom procesu:

$$AP(gSO_2 - eq.) = \sum_i AP_i \times m_i \quad (3)$$

Fotohemijsko formiranje ozona (smog kao lokalni uticaj, odnosno troposferski ozon kao regionalni uticaj) nastaje kao posledica degradacije nepostojanih organskih jedinjenja u prisusutvu azot oksida NO_x. Izlaganje biljaka ozonu dovodi do oštećenja površine listova i njihovog odumiranja. Izlaganje ljudi ozonu izaziva iritaciju očiju, respiratorne probleme i može dovesti do hroničnih oštećenja respiratornog sistema čoveka.

Potencijal fotohemijskog formiranja ozona (engl. *photochemical oxidant formation-POCP*) je veličina koja se numerički izražava preko potencijala fotohemijskog formiranja ozona pojedinih supstanci, a on se izražava kao C_2H_4-ekvivalent (eten). U substance koje izazivaju fotohemijsko formiranje ozona spadaju, pored nepostojanih organskih substanci, ugljen monoksid i metan. U tabeli 4 dati su potencijali fotohemijskog formiranja ozona izraženi u C_2H_4-ekvivalentima [3].

Tabela 4-Ppotencijali fotohemijskog formiranja ozona (POCP) izraženi u g C_2H_4-eq./g

Substanca	POCP g C_2H_4-eq./g
Emisije u vazduh	
C_2H_4	1
CO	0.032
CH_4	0.007
Organska jedinjenja, prosečno	0.409

Potencijal fotohemijskog formiranja ozona određenog procesa računa se sabiranjem ovih potencijala relevantnih substanci:

$$POCP(gC_2H_4 - eq.) = \sum_i POCP_i \times m_i \quad (4)$$

4.3 KATEGORIJE LOKALNIH UTICAJA

U ove uticaje spadaju pre svega buka, prašina i vibracije, odnosno ovi uticaji su vezani za gradilište.

Nivo buke i količina prašine i ostalih sitnih čestica izazivaju oštećenja sluha, respiratorne i druge zdravstvene probleme kod radnika na gradilištu i okoline. Ove veličine (nivo buke i količina sitnih čestica) mogu biti regulisane i zakonom. S druge strane, vibracije koje su posledica rada teških mašina, mogu oštetiti konstrukciju i izazvati neprijatnosti kod suseda. I vibracije, u zavisnosti od konkretnog slučaja, treba ograničiti.

5 ZAHTEVI

Zahtevi koje betonska konstrukcija treba da ispuni s obzirom na njen uticaj na životnu sredinu definišu se zakonima i propisima koji se odnose na zaštitu životne sredine. U tom pogledu, postoje međunarodna uputstva i preporuke koja se odnose na globalne, regionalne i

lokalne uticaje. To su najčešće dokumenta Ujedinjenih nacija, kao što je čuveni Kyoto Protokol o klimatskim promenama. Pored ovih, postoje regionalni i nacionalni zakoni koji regulišu ovu oblast, kao i standardi koji zapravo sadrže zahteve. Ovde će biti naveden primer Japana koji je u tom pogledu najviše napredovao, tabela 5, [4].

Tabela 5- Zakoni i standardi u Japanu [4]

Uticaj		Zakoni i standardi
Zaštita životne sredine uopšte		Osnovni zakon o zaštiti životne sredine (1993)
Globalni uticaji	Globalno otopljavanje	Zakon o merama protiv globalnog otopljavanja (1998) Set planova koji sadrže mere za smanjenje emisije ugljen dioksida
	Potrošnja energije	Zakon o racionalizaciji potrošnje energije (1979) Set planova koji sadrže mere o potrošnji energije
	Smanjenje ozonskog omotača	Zakon o fluorougljenicima (2001)
Regionalni uticaji	Zagađenje vazduha	Zakon o zagađenju vazduha (1968) Zakon o specijalnim merama za redukciju emisija azot oksida i čestica (2001): Standard o emisiji azot oksida za kamione (max 5.9 g/kWh za kamione težine preko 3.5t) Standard o emisiji sitnih čestica za kamione (max 0.49 g/kWh za kamione težine preko 3.5t)
	Zagađenje vode	Zakon o zagađenju vode (1968) Standard o emisiji hromata (2004): max 0.5 mg/L
	Zagađenje tla	Zakon o merama protiv zagađenja tla (2002) Standard o emisiji hromata (2004): max 0.05 mg/L
	Buka, vibracije	Zakon o regulaciji buke, Zakon o regulaciji vibracija (1968) Kriterijum nivoa buke u industrijskim zonama: max 70 dB danju
	Otpad	Zakon o odlaganju otpada (1970) Zakon o efikasnom korišćenju sirovina (1991) Naredba Ministarstva (2001) o ograničenju količine otpada: max 1000 t/godišnje za običan industrijski otpad
Lokalni uticaji	Flora i fauna	Zakon o održanju prirode

U Srbiji su krajem 2004. godine doneta četiri nova zakona, usklađena sa zakonodavstvom EU: Zakon o zaštiti životne sredine, Zakon o integrisanom sprečavanju i kontroli zagađivanja životne sredine, Zakon o strateškoj proceni uticaja na životnu sredinu i Zakon o proceni uticaja na životnu sredinu. Za projekte koji se planiraju i realizuju, uključujući promene tehnologije, rekonstrukcije, proširenje kapaciteta ili prestanak rada, koji mogu dovesti do značajnog zagađivanja životne sredine ili predstavljaju rizik po zdravlje ljudi, obavezna je procena uticaja projekta na životnu sredinu.

Procena uticaja projekta na životnu sredinu obuhvata projekte iz oblasti industrije, saobraćaja, turizma, energetike, poljoprivrede, šumarstva, vodoprivrede i komunalnih

delatnosti. Prema zakonu o proceni uticaja na životnu sredinu, Vlada Republike Srbije propisuje listu projekata za koje je obavezna procena, i listu projekata za koje se može zahtevati procena uticaja. Nadležni organ (Ministarstvo, organ lokalne samouprave) odlučuje o potrebi procene uticaja za projekte za koje se ona može zahtevati. Na navedenim listama nalaze se praktično svi građevinski objekti, osim stambenih zgrada.

Procena uticaja projekta na životnu sredinu je sastavni deo tehničke dokumentacije, bez koje se ne može pristupiti izvođenju projekta.

6 PRORAČUN UTICAJA NA ŽIVOTNU SREDINU

Jedna od osnovnih i danas najčešće primenjivanih metodologija za ocenu uticaja na životnu sredinu je Ocena životnog ciklusa (engl. *Life-Cycle Assessment*, skraćeno LCA [3]), metodologija koju definišu ISO standardi 14040 [5], čiji ključni deo je upravo ocena uticaja na životnu sredinu.

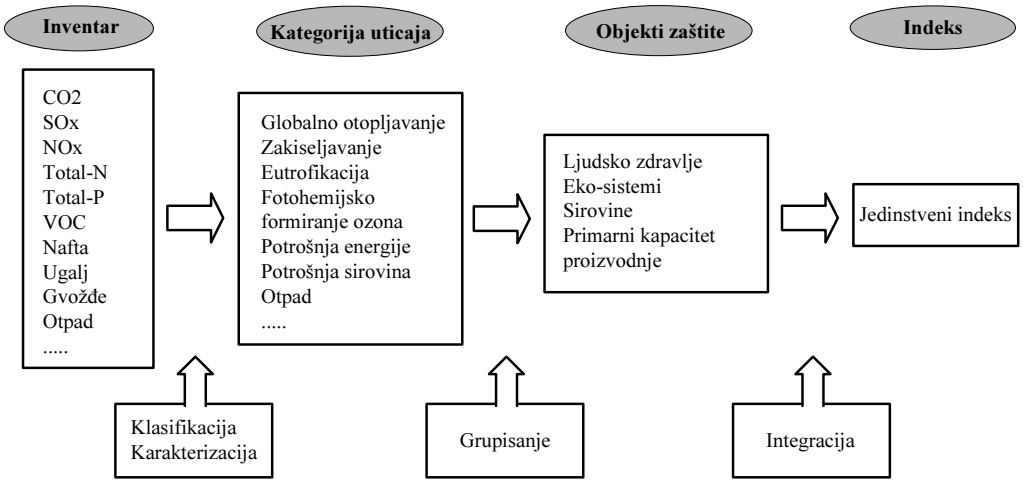
Metodologija ocene životnog ciklusa definisana u ISO 14040 je iterativan metod ocene. Sastoji se iz sledećih koraka (1) definicija cilja i obima, (2) analiza inventara, (3) ocena uticaja i (4) interpretacija, pri čemu su ovi koraci međusobno zavisni.

1. Cilj i obim ocene životnog ciklusa moraju biti jasno definisani i u skladu sa planiranom primenom u procesu projektovanja. Obim mora obuhvatati sve relevantne aspekte i kriterijume, i mora biti dovoljno dobro definisan tako da su model evaluacije i izabrani setovi podataka u skladu i dovoljni da zadovolje postavljene ciljeve.

2. Analiza inventara (engl. *Life-Cycle Inventory*, skraćeno LCI, [3]) uključuje prikupljanje podataka i procedure proračuna za kvantifikaciju relevantnih ulaza i izlaza sistema proizvoda, odnosno betonskog elementa, betonske konstrukcije, cele zgrade ili drugog građevinskog objekta tokom čitavog njegovog životnog ciklusa. Proces ocene uticaja na životnu sredinu zahteva ulazne podatke u vezi korišćenih građevinskih materijala i tehnoloških procesa u toku životnog ciklusa jedne konstrukcije. Potrebni podaci se najčešće zasnivaju na statističkoj obradi uticaja štetnih po životnu sredinu a koji su posledica proizvodnje i upotrebe konstrukcije - kao recimo, utrošena energija i sirovine, emisije gasova, količina otpada itd.

3. Ocena uticaja vrši se na osnovu prikupljenih podataka u okviru analize inventara. Prvi korak je klasifikacija i karakterizacija: prikupljeni podaci razvrstavaju se u grupe prema tome koju kategoriju uticaja izazivaju, množe se sa karakterizacionim faktorima koji zavise od stepena njihovog učešća u izazivanju određenog uticaja i na kraju sabiraju. To je u stvari sračunavanje potencijala pojedinih kategorija uticaja, na osnovu potencijala substanci koji taj uticaj izazivaju. Zatim se kategorije uticaja grupišu prema tome da li izazivaju oštećenja ljudskog zdravlja, eko-sistema, sirovina itd. i vrši integracija. Integracija je postupak sličan karakterizaciji, odnosno sada se stepen uticaja svake oblasti (zdravlje ljudi, eko-sistemi..) množi faktorom integracije (odmeravanja), sabiraju se i rezultat je jedan broj – ekološki indeks, eko-indikator, slika 2. Za ocenu uticaja danas se koriste programi koji se zasnivaju na različitim metodologijama integracije, a jedan od najpoznatijih je Eko Indikator (Eco Indicator, [9]).

4. Poslednja faza LCA ocene je faza interpretacije u kojoj se rezultati analize inventara i ocene uticaja kombinuju u skladu sa postavljenim ciljem i obimom, da bi se doneli zaključci i preporuke.

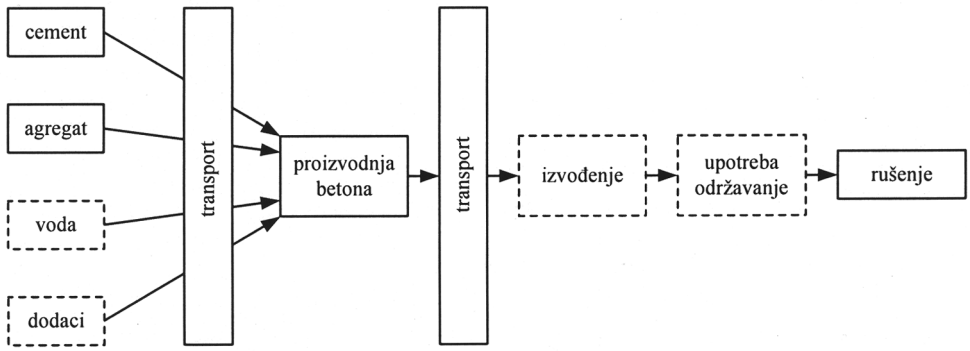


Slika 2- Primer karakterizacije i integracije u metodi ocene uticaja na životnu sredinu

7 PRIMER

U ovom poglavlju su prikazani rezultati jedne studije koja je rađena u okviru COST akcije: Sustainability of Constructions: Integrated Approach to Life-Time Structural Engineering, u kojoj, zajedno sa još 26 evropskih zemalja, učestvuje Srbija (Građevinski fakultet u Beogradu i Departman za građevinarstvo Fakulteta Tehničkih nauka u Novom Sadu), [6].

Analiziran životni ciklus betona prikazan je na slici 3. Od komponetnih materijala nisu analizirani dodaci betonu. Zatim, nije analizirana faza građenja, pošto utrošak energije i emisije značajno zavise od tipa konstrukcije. Takođe, nije analizirana faza upotrebe, pošto za sam beton kao materijal nije relevantna. Inače, ova faza je veoma važna ukoliko se analizira životni ciklus jedne betonske zgrade, jer je utrošak energije u ovoj fazi najveći (grejanje i hlađenje).

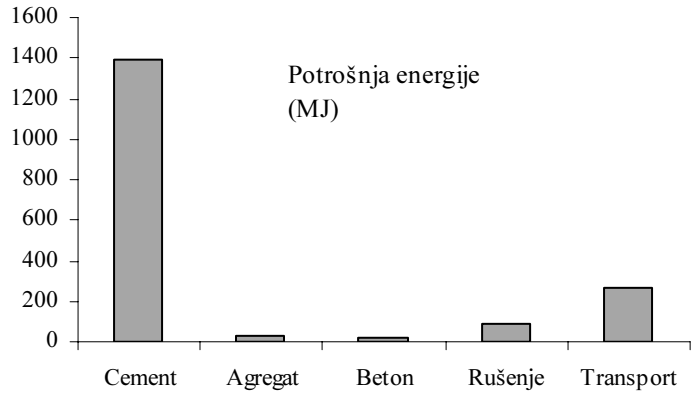


Slika 3- Životni ciklus betona

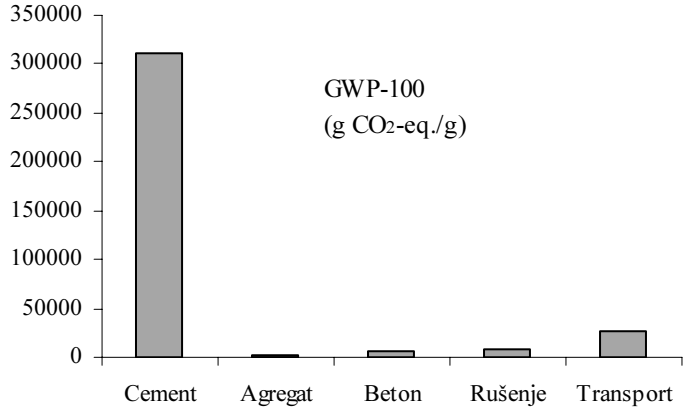
Svi podaci vezani za proizvodnju komponenata betona (agregat, cement), proizvodnju betona i rušenje dobijeni su od srpskih proizvođača. Podaci koji se odnose na proizvodnju energenata (struja, dizel, prirodni gas) kao i emisije pri transportu, uzete su iz baze podataka programa SimaPro [7] (za struju podaci za bivšu Jugoslaviju), odnosno iz baze podataka programa Gemis [8] (dizel, prirodni gas i transport za zemlje u razvoju).

Na slikama 4, 5, 6, 7, 8 i 9 su prikazani: ukupna potrošnja energije i potencijali kategorija uticaja koji su analizirani.

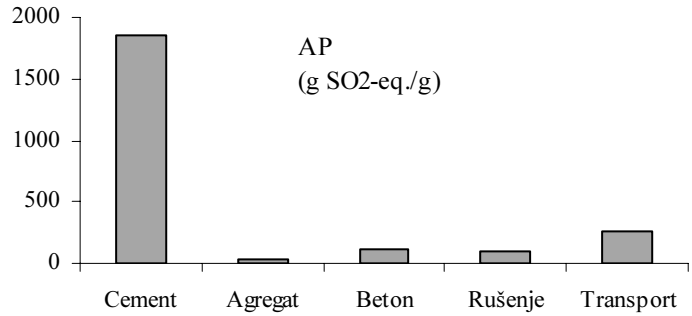
U svim analiziranim kategorijama uticaja na životnu sredinu najveće učešće ima proizvodnja cementa. Ona izaziva oko 77% ukupne potrošnje energije, 88% ukupnog GWP, 69% ukupnog EP, 79% ukupnog and 65% ukupnog POCP. Osnovni razlog za ovakvu situaciju je velika emisija CO_2 tokom proizvodnje klinkera (kalcinacija) i upotreba fosilnih goriva-uglja u tom procesu. Učešće proizvodnje agregata i betona u navedenim kategorijama uticaja je veoma malo.



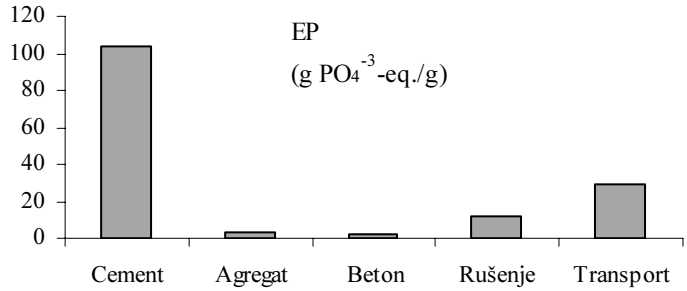
Slika 4-Učešće pojedinih faza u životnom ciklusu betona na potrošnju energije



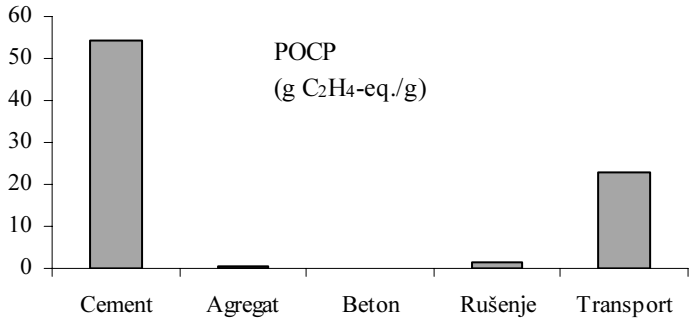
Slika 5-Učešće pojedinih faza u životnom ciklusu betona na potencijal globalnog otopljavanja



Slika 6-Učešće pojedinih faza u životnom ciklusu betona na potencijal zakiseljavanja



Slika 7-Učešće pojedinih faza u životnom ciklusu betona na potencijal globalnog otopljavanja



Slika 8-Učešće pojedinih faza u životnom ciklusu betona na potencijal fotohemijskog formiranja ozona

Faza transporta međutim, može imati značajno učešće u pojedinim kategorijama uticaja, naročito kada su u pitanju POCP i EP. Uticaj transporta direktna je funkcija dužine transporta, i za transportne daljine veće od onih koje su u ovoj studiji usvojene (transport cementa na daljinu od 150 km, transport agregata na daljinu od 100 km, i transport gotovog betona na

daljinu od 20 km), moguće je da učešće transporta premaši učešće proizvodnje cementa u pojedinim kategorijama uticaja.

8 ZAKLJUČAK

Uzimajući u obzir količinu proizvedenog betona i broj izgrađenih betonskih konstrukcija u toku poslednje decenije (prosečna godišnja proizvodnja je iznosila preko tri milijarde kubnih metara, odnosno oko sedam milijardi tona godišnje), problem njihovog uticaja na životnu sredinu čini značajan deo globalnog problema održivog razvoja. Danas je proizvodnja betona u svetu oko 9.4 milijarde tona godišnje, a cementa preko 2 milijarde tona. Količina štetnih uticaja od betona je u poređenju sa drugim građevinskim materijalima mala, ali zbog velike proizvodnje, ukupni negativni uticaj betonskih konstrukcija na životnu sredinu je značajan. Zato se danas velika pažnja posvećuje projektovanju betonskih konstrukcija s obzirom na njihov uticaj na životnu sredinu, sa ciljem da se taj uticaj u toku celog životnog ciklusa, svede na najmanju moguću meru. Svako unapređenje principa projektovanja, metodologije ocene, tehnologija građenja ili rušenja kao i upravljanja eksploatacijom betonskih konstrukcija, obezbeđuje značajan doprinos opštem cilju: postizanju procesa održivog razvoja.

LITERATURA

[1] *Environmental Design / fib* Task Group 3.3 // International Federation for Structural Concrete *fib*, 2004, Lausanne, Switzerland, s.74.

[2] *Savremeni koncept projektovanja i građenja betonskih konstrukcija* / S. Marinković, I. Ignjatović // Građevinski kalendar 2008, Vol.40, Savez građevinskih inženjera Srbije, 2008, Beograd, s. 181-233.

[3] *Life Cycle Assessment. A guide to approaches, experiences and information sources.* / Jensen, A.A. et al. // Environmental Issues Series no.6., European Environment Agency, 1997, s.116.

[4] *Environmental Design of Concrete Structures* / fib Task Group 3.6 // International Federation for Structural Concrete fib, 2008, Lausanne, Switzerland, u štampi.

[5] *Environmental management-Life cycle assessment /* ISO 14040, ISO 14041, ISO 14042, ISO 14043 : set of International Standards, CEN, 1997-2001.

[6] *Life-Cycle Environmental Impact Assessment of Concrete* / S. Marinković, V. Radonjanin, M. Malešev, I. Lukić // Proceedings of Mid-term Seminar of COST action C25, Dresden, 2008, s. 12, in press.

[7] *SimaPro 5 and other life cycle tools by PRe Consultants./* PRe Consultants // URL: www.pre.nl , 2007.

[8] *Global emission Model for Integrated Systems GEMIS* / Oeko Institut // URL: http://www.oeko.de/service/gemis/en/index.htm , 2008.

[9] *The Eco-Indicator 99: A damage oriented method for Life Cycle Impact Assessment - Methodology Report* / M. Goedkoop, R. Spriensma // PRe Consultants b.v., The Netherlands, 2001, s. 132.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Miloš Lazović[1]

NEKI PROBLEMI PROJEKTOVANJA I IZVOĐENJA DUBOKIH TEMELJNIH JAMA

Rezime

U gradskim sredinama sve više se javlja potreba za izvođenjem većeg broja podzemnih etaža. Izvođenja zaštite dubokuh temeljnih jama u gradskim uslovima, pored postojećih objekata i u složenim geotehničkim uslovima , su složena, skupa i dugo traju. Zbog toga se u novije vreme primenjuju specifični načini izvođenja radova kao što ankerovane zaštitne konstrukcije u više redova ili "top down" sistem gradnje. Kod ovakvog sistema gradnje, razupiranje zaštitne konstrukcije temeljne jame vrši se samom konstrukcijom podzemnog dela objekta. Proračuni ovakvih konstrukcija su složeni jer se rešavaju problemi inerakcije zaštitne konstrukcije i tla. U radu se daje kraći prikaz metoda proračuna zaštitnih konstrukcija temeljnih jama. Treba voditi računa o racijonalnosti rešenja.

Ključne reči: temeljna jama, potporna konstrukcija, šipovi, beton

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. Calculations of these constructions are special and complex because here you have to deal with the problem of interaction between soil and retaining wall construction. In this Paper, I have presented theoretical basis of retaining wall of excavation pit calculations. Also, I have to mention that these constructions are not permanent most often and that they should be treated more rational.

Key words: excavation pit, retaining wall, pile, concrete

[1] Dr Miloš Lazović, dipl.inž.građ., profesor, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd

1 UVOD

Pri izvođenju dubokih iskopa, da bi se obezbedila stabilnost bočnih strna iskopa, javlja se potreba za izradom zaštitne konstrukcije temeljne jame. Ovo se naročito odnosi na gradske uslove u kojima je prostor oko jame ograničen i gde se u neposrednoj blizi jame nalaze susedni objekti. U zavisnosti od dubine iskopa, dimenzija temeljne jame i sastava tla primenjuju se različiti sistemi zaštite temeljne jame. Ako su dubine iskopa velike (nelokiko podzemnih etaža) tada se kao zaštita najčećešće primenjuje zaštitni zid u vidu zavese od bušenih šipova ili zid od armiranobetonskih dijafragmi. Ukoliko je tlo nekoherentno i ako je nivo podzemne vode visok data se zaštitna konstrukcija izvodi od armiranobetonskih dijafragmi. Zaštitne konstrukcije treba da zadovolje sledeće uslove:

– da sa dovoljnim koeficijentom sigurnosti mogu da prihvate bočne pritiske tla i vode;

– da su promene naponsko deformaciskih stanja u tlu oko temeljne jame za vreme izvođenja radova relativno mala i da usled njih ne dolazi do pomeranja koja mogu izazvati oštećenja na susednim objektima i instalacijama oko jame.

– da koštanje izvođenja ovakvih konstrukcija relativno malo, jer se najčešće radi o privremenim konstrukcijama.

– da postupci izvođenja ovakvih konstrukcija nisu složeni.

Za dubine iskopa koje su veće od 5-6 metara, ovakve konstrukcije kao konzolni elementi koji su elastično uklješteni u tlo ne mogu da prihvate bočne pritiske tla sa dovoljnim faktorom sigurnosti. Pored toga, u zavisnosti od sastava tla, pomeranja na vrhu zaštitne konstrukcije postaju velika i prete da dovedu do pojave oštećenja na susednim objektima. Zbog toga je neohodno da se za veće dubine iskopa vrši razupiranje obodnog zida zaštitne konstrukcije temeljne jame. U zavisnosti od dimenzija jame, razupiranje se može izvoditi izvođenjem neke privremene čelične konstrukcije unutar jame ili izradom geotehničkih ankera. Za veće dubine razupiranje jame može se vršiti u više nivoa. Ovakvi radovi su složeni, relativno skupi i dugo traju. Zbog toga se u novije vreme teži da se razupiranje jame izvodi samom konstrukcijom podzemnog dela objekta, odnosno da se istovremeno izvode radovi na zaštiti temeljne jame i podzemnom delu konstrukcije objekta. Jedan od načina izvođenja ovakvih radova jeste takozvana "top down" gradnja koja se u svetu često primenjuje dok je kod nas u početnoj fazi. Kod ovakvog načina izvođenja radova omogućuje se paralelno građenje podzemnog i nadzemnog dela objekta.

Proračuni ovakvih konsrukcija su složeni jer se radi o rešavanju problema interakcije konstrukcije i tla. Pored toga ovakvim proračunom treba obuhvatiti promene napona i deformacija u tlu i zaštitnoj konstrukciji prema fazama izvršenja radova. Poseban problem čini kvalitetno opisivanje ponašanja tla jer se najčešće ne raspolaže sa potrebnim parametrima tla da bi se formirali kvalitetni konstitutivni modeli tla. Pošto su veze između tenzora napona i tenzora deformacije u tlu izrazito nelinearne, potrebno je pri rešavanju problema primeniti inkrementalno-iterativne metode analize. U okviru rada dat je kraći osvrt na metode proračuna ovakvih konstrukcija.

2 METODE PRORAČUNA ZAŠTITNIH KONSTRUKCIJA

Kao što je u uvodnom delu rečeno, proračun zaštitnih konstrukcija temeljnih jama spada u oblast građevinske geotehnike. Ovim proračunima potrebno je obuhvatiti zajednički rad tj. interakciju zaštitne konstrukcije i tla. Pošto se statički sistem konstrukcije menja u toku izvođenja radova, proračnima treba obuhvatiti faze izvršenja radova. U zavisnoszi od složenosti problema, raspoloživih podataka o tlu, softverske podrške i spremnosti projektanta primenjuju se različiti postupci odnosno metodi proračuna zaštitnih konstrukcija temeljnih jama. Sve ove metode mogu se svrstati u tri grupe i to : metode granične ravnoteže, metode ekvivaletnog rama i numeričke metode. U narednom delu daje se kraći prikaz navedenih metoda.

1.1 METODE GRANIČNE RAVNOTEŽE

Ovakve metode proračuna zasnivaju se na uspostavljanju uslova ravnoteže pod predpostavkom da su u tlu ispunjeni uslovi pune plastičnosti, odnonso da su u tlu dostignuta granična stanja nosivosti. Ovakvim proračunima mogu se rešavati zaštitne konstrukcije koje su kao konzolni elementi uklještene u tlo ili konstukcije sa jednim redom podupiranja. Ovakvim postupcima ne mogu se rešavati konstrukcije kkoje su poduprete ili ankerovane u više redova. Kao rezultati proračuna dobijaju se vrednosti bočnih pritisaka tla na zaštitnu konstrukciju kao i veličine globalnog faktora sigurnosti. Međutim, ovakvim metodom proračuna, ne mogu se dobiti veličine deformacija zaštine konstrukcije što čini značajno ograničenje. U narednom delu kao primer primene metode, biće prikazan proračun jedne konzolne zaštitne konstrukcije koja je ukljlještena u tlo.

Na slici 1a, prikazano je opterećenje bočnih pritisaka tla koje deluje na zaštitnu konstrukciju. Sa spoljašnje strane na konstrukciju deluje aktivni pritisak tla. Sa unutrašnje trane deluje paisni pritisak tla koji se može zameniti sa tri ekvivalentne sile. Sve ove aktvne i pasivne sile moraju biti u ravnoteži, odnosno sume horizontalnih sila i momoenata moraju biti jednaki nuli. Ovo se može prikazati sledećim sistemom jednačina:

$$F_{1p} + F_{2p} + F_p = F_a \tag{1a}$$

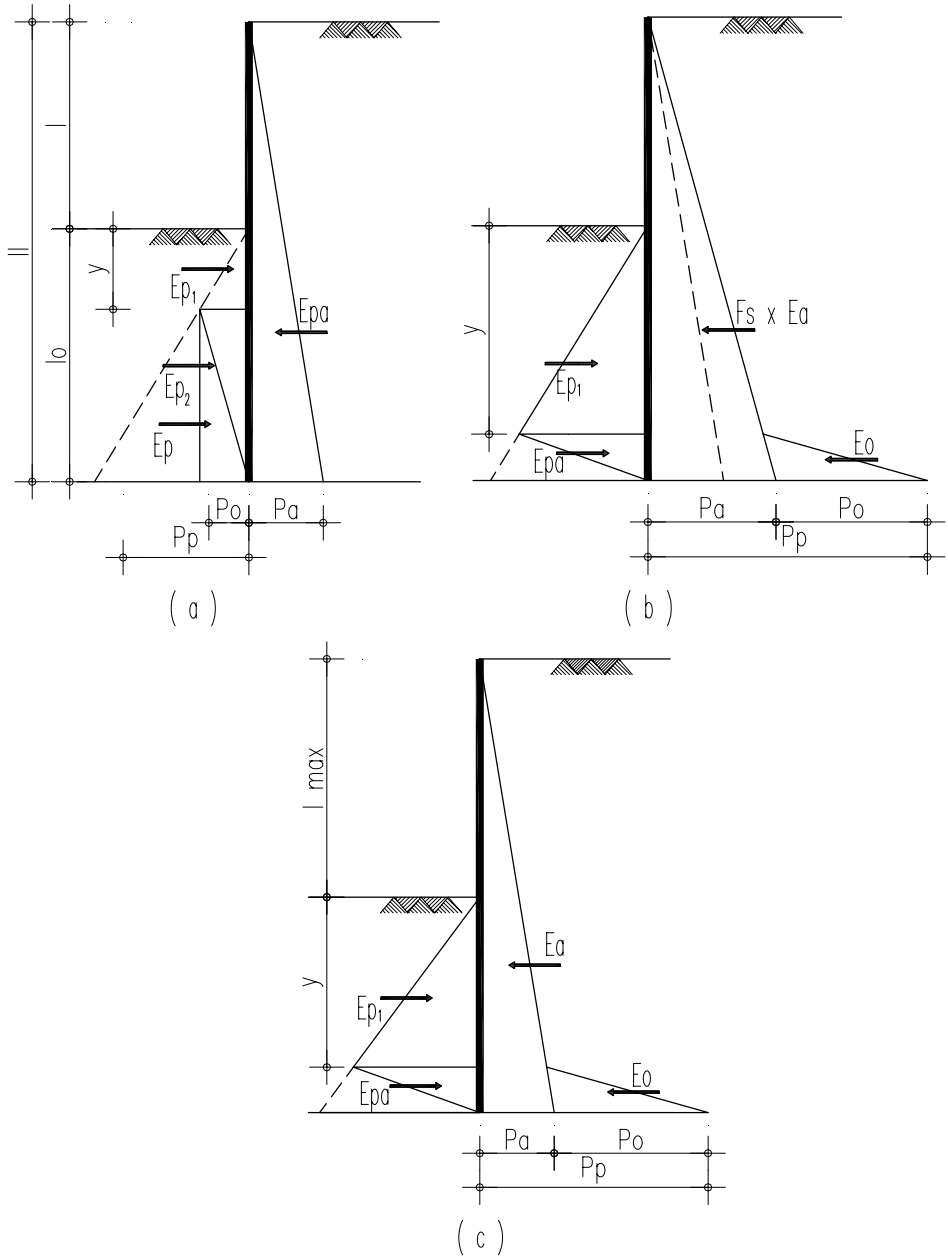
$$F_{1p} \cdot x_1 + F_{2p} \cdot x_2 + F_p \cdot x_p = F_a \cdot x_a \tag{1b}$$

U simbiličnom smislu ove jednačine mogu se napisati u sledećem obliku:

$$F_1 = \left(H, t, y, p_0, F_s\right) = 0 \tag{2a}$$

$$F_2 = \left(H, t, y, p_o, F_s\right) = 0 \tag{2b}$$

Rešavanjem ovih jednačina, mogu se odrediti sledeće nepoznate: veličina y tj. dubina do koje je dostignuta puna plastifikacija u tlu sa pasivne strane kao i veličina bočnog pritiska tla na dnu zaštitne konstrukcije p_0. Na osnovu istih jednačina mogu se odrediti i veličine faktora sifusnosti F_s odnono veličene y. U ovom slučaju dijaframi bočnih pritisaka tla na zaštitnu konstrukciju prikazani su na slici 1b. Granična dubina iskopa i dubina y mogu se odrediti na sličan način. U ovom slučaju veličina faktora sifurnosti $Fs=1$ i veličina pritiska na dnu zaštitne konstrukcije p_0 dijagrami bočnih pritisaka tla kao oznake veličina prikazane su na sl. 1c.



Sl. 1. Raspodela bočnih pritisaka tla kod konzolne potporne konstrukcije

Kao što je predhodno rečeno ovakvim postupcima proračuna ne mogu se tretirati konstrukcije koje su poduprete ili ankerovane u više redova. Takođe, ovakvim proračunima, nije moguće obuhvatiti faze izvršenja radova. Imajući u vidu da se metodama granične ravnoteže ne sračunavaju veličine deformacija zaštitne konstrukcije, ovakve metode mogu se koristiti samo za procenu globalne sigurnosti zaštitne konstrukcije.

1.2 METODE EKVIVALENTNOG RAMA

Suština ovakvih proračuna inerakcije zaštitne konstrukcije temeljne jame i tla svodi se na analizu uticaja u ekvivalentnoj ramovskoj konstrukciji. Zbog svoje jednostavnosti ovakvi postupci se veoma često koriste kod proračuna zaštitnih konstrukcija. Ukoliko se dobro modeliraju promene bočnih pritisaka tla prema fazama izvršenja radova, ovakvim proračunima mogu se dobiti rezultati zadovoljavajuće tačnosti. Međutim, najčešće se primenjuju uprošćenja koja dovode do toga da su rezultati proračuna veoma male tačnosti ili čak pogrešni. Naime, zbog relativnog slabog poznavanja ponašanja i modeliranja tla, većina projektanata usvaja da sa soljašnje strane na zaštitnu konstruckiju deluje aktivni pritisak tla nezavisno od dubine iskopa i faza izvršenja radova. Ovakvim uprošćenjima se ne obuhvataju promene u sistemu konstrukcije tokom izvršenja radova već se usvaja da na zaštitnu konstrukciju deluje aktivni pritisak tla. Sa unutrašnje strane, pritisci tla dobijaju se kao sile u ekvivalentim štapovima kojima se zamenjuje tlo. Ovakvim proračunima dobijaju se veličine bočnih pritisaka tla kao i veličine deformacija zaštitne konstrukcije. Proračuni se sprovode korišćenjem standardnih programa za proračun statičkih uticaja u ramovskim konstrukcijama.

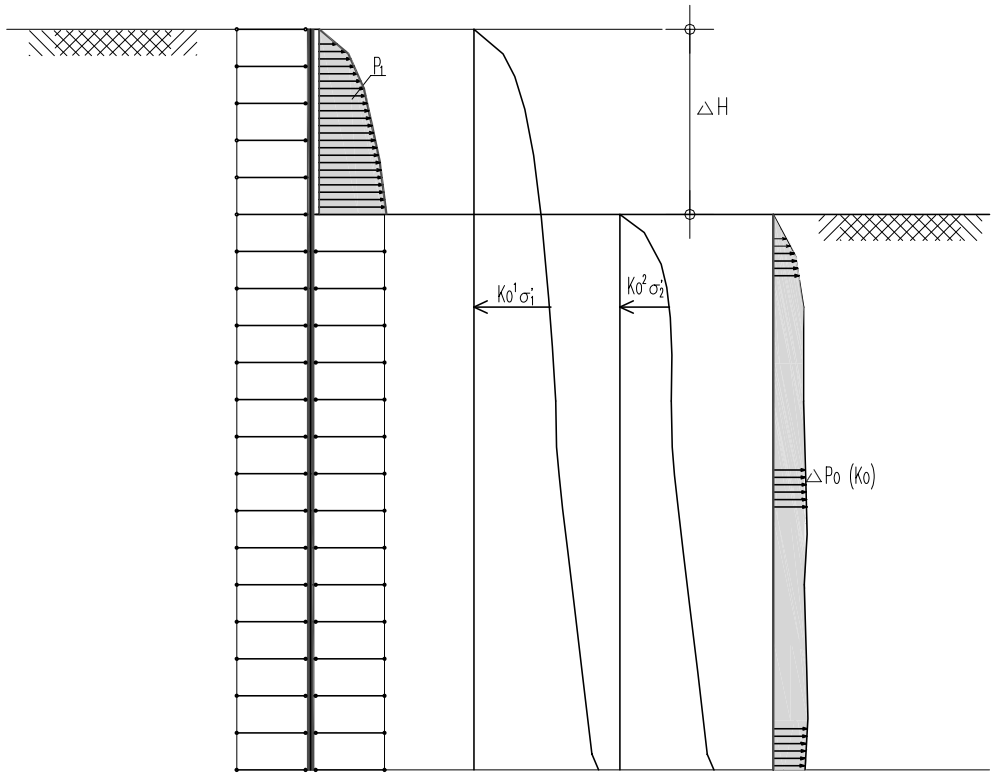
U narednom delu, daje se prikaz jednog numeriškog postupka koji se takođe svodi na metod ekvivalemtnog rama, ali na osnovu koga se dobijaju rezultati znatno veće tačnosti. Ovakvi proračuni spovode se po fazama izvršenja radova, pa se u zaštitnoj konstrukciji dobijaju obvojnice uticaja.

Kao što je u uvodnom delu rečeno proračune ankerovanih ili podupretih zaštitnih konstrukcija treba izvoditi prateći faze izvršenja radova uz primenu inkrementalno interativnih metoda rešenja zbog nelinearnih konstruktivnih veza u tlu. Proračun započinje sa određivanjem napona u tlu pre izvođenja zaštitne konstrukcije. Kao što je poznato, naponi u tlu zavise od osobina slojeva tla kao i od geološke istorije. Prvo se sračunavaju vertikalni efektivni naponi u tlu.

Zatim se sračunaju horizontalni naponi u tlu. Ovi naponi se računaju pod pretpostavkom da se tlo nalazi u stanju mirovanja. Ukoliko se pored zaštitne konstrukcije nalaze već izvedeni objekti, tada se usled opterećenja koja se prenose preko temelja računaju dodatni naponi u tlu na mestu zaštitne konstrukcije. Ovi naponi se mogu sračunati na osnovu rešenja iz Teorije elastičnosti. Zaštitna konstrukcija i okolno tlo čine statički sistem koji je pre iskopa opterećen ravnotežnim opterećenjem. Ovaj sistem, koji predstavlja ekvivalentni ram je liniski nosač koji je diskretizovan na konačne gredne elemente. U čvornim tačkama ovog sistema nalaze se opruge koje simuliraju ponašanje okolnog tla. Ove opruge se nalaze sa obe strane zaštitne konstrukcije. Na sistem deluje, kao što je prethodno rečeno, ravnotežno opterećenje sa obe strane.

Ovo opterećenje su prethodno sračunati horizontalni pritisci tla u stanju mirovanja i hidrostatički pritisak vode. Da bi navedeni sistem bio potpuno definisan potrebno je odrediti krutosti graničnih elemenata koji simuliraju ponašanje tla. Pošto se za tlo usvaja nelinearni konstitutivni model, potrebno je odrediti tangentne krutosti ovih elemenata. Kao model tla usvajen je hipoelastični model tla **Duncan – Cheng-**a.

Iskop unutar temeljne jame simulira se postupnim uklanjanjem lamela tla visine **ΔH**. Zamislimo da smo ovaj iskop izveli u dve faze. U prvoj fazi iskopan je vertikalni šlic nposredno uz zaštitnu kostrukciju. Na ovaj način uklonjeni su bošni pritisci tla kokji su predodno postojali. Usled toga na zaštitnu konstrukciju se nanose kao opterećenje koncentrisane sile u štapovima čiji je iskop izvršen. Na slici br. 2 , prikazana je ekvivalentna ramovska konstrukcija sa zamenjujućim štapovima za tlo i veličinama opterećenja usled iskopa za veličinu **ΔH.**



Sl. 2. Ekvivalentna ramovska konstrukcija

Pored toga usled iskopa tekuće lamele dolazi do pada vertikalnih napona u tlu i do promene stepena prekonsolidacije tla. Na zid zaštitne konstrukcije kao opterećenje nanosi se i razlika horizontalnih napona u tlu, od sopstvene težine tla, pre i posle iskopa posmatrane lamele.

Usled nanetih opterećenja na zid zaštitne konstrukcije dolazi do njene deformacije, odnosno do pomeranja i obrtanja čvornih tačaka. Ova pomeranja dovode do promene bočnih pritisaka u tlu sa obe strane zaštitne konstrukcije. Sa unutrašnje, pasivne strane pritisak raste, dok sa spoljašnje aktivne strane dolazi do pada horizontalnih napona u tlu.

Pošto se izvrše sva potrebna sračunavanja, potrebno je u svim čvorovima sa obe strane sračunati lokalne faktore sigurnosti. Ukoliko je ovaj faktor veći od prethodnog, pre iskopa lamele, to znači da je u tom čvoru došlo do rasterećenja. U čvorovima u kojima je došlo do rasterećenja krutosti opruga treba preračunati, računajući sa inicijalnim modulima u tlu.

Takođe, u svakom čvoru treba prekontrolisati da li su naponi u tlu veći od aktivnih, odnosno manji od pasivnih. U čvorovima u kojima to nije ispunjeno ukidaju se opruge a kao opterećenje nanosi aktivni, odnosno pasivni pritisak tla. Ponavljanjem ovakvih iteracija unutar svakog inkrementa opterećenja prati se razvoj zona plastifikacije u tlu. Pošto se završi sa iteracijama za posmatrani inkrement, pamte se sve naponske i deformacijske veličine u tlu i zaštitnoj konstrukciji. Takođe se pamte i lokalni faktori sigurnosti u tlu. Zatim se prelazi na sledeći inkrement za iskop i napred opisani postupak se ponavlja. Uticaj na kraju inkrementa sabiraju se sa do tada dostignutim uticajima. U toku proračuna na željenom mestu mogu se postaviti geotehnički ankeri ili oslonci. Sile predhodnog naprezanja u ankerima takođe se nanose u inkrementima i unutar svakog inkrementa vrše se napred opisane iteracije. Zatim se posmatranom čvoru dodeljuje granični element čija je krutost jednaka krutosti ankera. Posle toga nastavlja se simuliranjem iskopa prema opisanom postupku i ako je potrebno nanosi se sledeći red ankera. Ukoliko se iskop vrši ispod nivoa podzemne vode, kao opterećenje nanose se i inkrementi hidrostatičkog pritiska vode.

Prema napred opisanom postupku napravljen je program za elektronski računar, pomoću koga se veoma efikasno automatski izvodi čitav proračun. Na izlazu se u obliku tabela i dijagrama prikazuju svi potrebni rezultati proračuna.

1.3 NUMERIČKE METODE PRORAČUNA

Od savremenih numeričkih metoda proračuna ovakvih konstrukcija najčešće se primenjuje metoda konačnih elemenata (MKE). Ovakvom metodom moguće je obuhvatiti skoro sve fenomene kojima se opisuje ponašanje zaštitne konstrukcije temeljne jame u interakciji sa tlom i susednim objektima. Međutim, ovakve metode su veoma komplikovane i zahtevaju specijalne programe u koje su ugrađeni kvalitetni konstitutivni modeli tla. Da bi se formirao neki konstitutivni model tla, koji je u stanju da dobro opiše ponašanje tla, neophodno je raspolagati sa veoma kvalitetnim i obimnim rezultatima ispitivanja tla. Najčešće, sa ovakvim podacima ne raspolažemo, već za proračune koristimo parametre koji su dobijeni na osnovu standardnih laboratoriskih geomehaničkih ispitivanja. Savremeni konstitutivni modeli tla zahtevaju veliki broj parametara za njihovo opisivanje. Ovi modeli zasnivaju se na teoriji elastoplastičnosti pri čemu je samo uska zona oko hidrostatičke ose napona elastični domen. Sa porastom devijatora napona razvijaju se zone popuštanja materijala i konačno obvojnicu ovih površi čini površ loma. Pored ovih površi za opisivanje zapreminiskih deformacija koriste se površi u obliku kape koja se kreće duž hidrostatičke ose. Ukoliko se pri formiranju modela usvoje neki parametri iz literature može se desiti da tačnost čitave analize bude veoma mala. Problemi proračuna zaštitnih konstrukcija se rešavaju kao ravanski iako je potrebno neke elemente tretirati kao liniske. U nekim slučajevima u račun je potrebno uključiti i prostorno ponašanje zaštitne konstrukcije i tla.

U svetu je razvijen veliki broj programa kojima se uspešno rešavaju problemi inerakcije konstrukcije i tla metodom MKE. Međutim, za korišćenje ovakvih programa potrebni su veoma kvalitetni podaci o tlu što je u našim uslovima veoma teško postići. Pored toga, da bi se pravilno koristili ovakvi programi potrebno je i solidno znanje iz problematike primene numeričkih metoda u geotehnici (inkrementalno iterativne metode, metode integracije konstitutivnih relacija,...) što najćešće prevazilazi znanje inžinjera. Bez navedenih znanja korišćenje ovakvih programa može biti veoma opasno jer se često puta mogu dobiti potpuno pogrešni rezultati. Na primer, pošto se iskop temeljne jame simulira sa postupnim gašenjem slojeva elemenata koji se kopaju, na sistem se nanosi vertikalno opterećenje na gore. Usled

toga može se dobiti da dolazi do odizanja objekata pored temeljne jame usled iskopa. Ovakvi rezultati su potpuno pogrešni, jer usled kopanja dolazi do odizanja dna temeljne jame odnosno bubrenja tla. Pri relativno malim promenama napona u tlu može se usvojiti da su zapreminske deformacije zanemarljivo male, pa bubrenje dna iskopa dovodi do sleganja tla po obodu temeljne jame. Pošto se navedeni problemi rešavaju kao ravanski, onda je diskretizacija žaštitne konstrukcije na konačne elemente u uslovima ravnog stanja deformacije dosta gruba aproksimacija. To znači da se momenti savijanja računaju integracijom na osnovu napona u tim elementima, pa je tačnost dobijenih rezultata relativno mala. Takođe, kontakt zaštitne konstrukcije i tla treba tretirati posebnim kontaktnim elementima koji omogućuju njegovo realno opisivanje.

Zbog svega napred navedenog proračuni deformalnih potpornih konstrukcija MKE sa upotrebom nelinearnih konstitutivnih modela tla se kod nas veoma retko koriste. Ukoliko se primene linearni modeli tla, primenom MKE mogu se dobiti rezultati koji su znatno manje tačnosti od onih koji se dobijaju primenom metoda granične analize ili metoda ekvivalentnog rama.

3 IZVOĐENJE ZAŠTITNIH KONSTRUKCIJA

Kao što je u uvodnom delu rečeno, zaštitne konstrukcije temeljnih jama najčešće se izvode u obliku zavese od bušenih šipova iliu obliku zida od armiranobetonskih dijafragmi. Pri ovome, veoma često kao problem se javlja nedostatak prostora, jer projektanti objekta i investitori ne ostavljaju dovoljno prostora za izvođenje zaštitne konstrukcije. Ukoliko se zaštita izvodi od bušenih šipova, tada treba na prečnik šipa dodati minimalno oko 20cm koliko je mogući prilaz mašine do susednih objekata i još 10 do 20cm za zid zavesu ispred šipova. Ukupno ukoliko su usvojeni šipovi ϕ600mm, potreban prostor za izvođenje zaštitne konstrukcije temeljne jame je od 80 do 100cm. Ukoliko su geotehnički uslovi povoljni, bušenje za šipove može se izvoditi svrdlom bez zacevljenja. Ovakav način izvođenja je brz i ekonomski povoljan. Međutim, mnogo češći slučaj da se bočne strane bušotine moraju štititi, što značajno usporava i poskupljuje radove. U novije vreme ovaj problem može se rešiti izvođenjem bušenih šipova sa kontinualnom spiralom tj. CFA tehnologijom. Kod nas već postoji nekoliko firmi koje su u stanju da ovakvom tehnologijom izvedu kvalitetno bušene šipove. U nekim slučajevima se zavesa od šipova izvodi kao sekantni šipovi pri čemu je svaki drugi šip ne armiran. Izvođenjem ovakvog zida od šipova formira se jedna praktično vodonepropusna zavesa. Ako se šipovi izvode na odstojanjima koja su veća od njihovih prečnika tada između njih ili ispred njih treba izvesti zid zavesu, koja prihvata bočne pritiske tla između šipova i služi kao podloga za izvođenje hidroizolacije. Ovakav zid, može se izvoditi na klasičan način u kampadama i jednostranoj oplati ili se može primeniti torkretiranje. Veza ovog zida i šipova ostvaruje se preko ankera.

Umesto zavese od bušenih šipova mogu se izvesti i kontinualni ili diskretni zidovi od lamela armiranobetonskih dijafragmi. Ovakve konsturkcije su znatno veće krutosti od zavesa od šipova, ali je i njihovo koštanje znatno veće. Takođe, zbog potrebe izrade uvodnica, dijafragme se ne mogu izvoditi nepostrdno uz postojeće objekte.

Ukoliko su dubine iskopa veće od 5.0 do 6.0m, tada zaštitne konstrukcije ne mogu da prihvate bočne pritiske tla i vode a da pri tome deformacije u horizontalnom pravcu budu prihvatljivo male. Približno se može usvojiti da horizontalno pomeranje vrha zaštitne konstrukcije dovodi do veličine naknadnog sleganja po obodu jame koje je za oko 50% veće od

navedenog horizontalnog pomeranja. Imajući u vidu da nam se neposredno pored jame nalaze postojeći objekti ovakvo dopunsko sleganje njihovih temelja može doovesti po pojave oštećenja na objektima. Ukoliko su objekti zidani, smatra se da relativno krivljenje na gore treba da bude manje od 1/2000, da nebi došlo do pojave oštećenja na njima.

Da bi se smanjila ova pomeranja, za veće dubine iskopa vrši se podupiranje zaštitne konstrukcije. Za dubine iskopa do 9.00m, podupiranje se može izvoditi privremenim kosnicima koji se oslanjaju na svoje temelje unutar jame. Aktiviranjem kosnika, odnosno njihovim prednaprezanjem pri montaži, mogu se eliminisati početne deformacije usled njihovog skraćenja i sleganja temelja.

U nekim slučajevima, razupiranje zaštitne konstrukcije temeljne jame može se vršiti izvođenjem privremene čelične konstrukcije unutar jame. Ovakav način razupiranja je opravdan ukuliko su dimenzije jame relativno male.

Za veće dubine iskopa, umesto razupiranja bočnih strana temeljne jame može se primentit izvođenje geotehničkih ankera. Ovi ankeri se predhodno naprežu čime se poništava njihova početna deformacija. Tehnike izvođenja ankera su značajno unapređene, tako da se sada ankeri mogu uspešno izvoditi i u relativno mekim sredinama. Međutim, na svakoj konkretnoj lokaciji, neophodno je izvođenje probnih akera kako bi se definisalo njihovo ponašanje što često puta značajno usporava radove na zaštiti jame. U nekim slučajevima dolazi do popuštanja izvedenih ankera što može ugroziti stabilnost izvedene zaštitne konstrukcije.

Pri izvođenju zaštitne konstrukcije dubokih iskopa, često se kao konstrukcija za razupiranje koristi sama konstrukcija objekta. U narednom delu daje se opis osnovnih principa ovakvog načina izvođenja radova.

Radovi započinju sa relativno malim iskopom i formiranjem radnog platoa za izvođenje radova na zaštitnoj konstrukciji temeljne jame. Zatim se izvodi zaštitna konstrukcija po obodu budućeg objekta. Ova zaštitna konstrukcija izvodi se u obliku zavese od bušenih šipova ili kao armiranobetonski zid od dijafragmi. Šta će se u konkretnom slučaju usvojiti u najvećoj meri zavisi od sastava i osobina tla na lokaciji kao i od potrebe zaštite od podzemne vode. Ukoliko je tlo nekoherentno i ukoliko je nivo vode visok prednost imaju zaštitne konstrukcije od armiranobetonskih dijafragmi. Da bi se omogućio zajednički rad izvedenih šipova ili dijafragmi iznad njih se izvodi vezna greda od armiranog brtona. Za preporuku je da ova greda ima veliku krutost kako bi se omogućio i prostorni rad zaštitne konstrukcije, koji je neophodan u određenim fazama izvođenja radova.

U narednom delu vrši se sledeća faza iskopa do dubine do koje izvedena zaštitna konstrukcija može kao konzolni element koji je elastično uklješten u tlo da prihvati bočne pritiske tla a da pri tome njene deformacije budu male i da ne dovode do oštećenja na susednim objektima. Često puta ova dubina se određuje tako da ona bude na donjoj koti neke od budućih tavanica objekta. Sa pripremljenog radnog platoa, na stubnim mestima ili drugim pogodnim mestima izvode se privremeni oslonci – stubovi. Ovi oslonci se izvode kao bušeni šipovi koji se betoniraju do kote donje ivice temeljne ploče a naviše se izvode u obliku stubova od čeličnih profila ili cevi. Da ne bi došlo do izvijanja ovih elemenata prostor bušotine oko čeličnih elemenata ispunjava se zemljanim materijalom najčešće peskom.

Zatim se preko pripremljene podloge ili oplate izvodi tavanica objekta. Ova tavanica se oslanja se po obodu na zaštitnu konstrukciju temeljne jame a u srednjem delu na izvedene privremene stubove. Izvedena tavanica predstavlja ujedno i horizontalni razupirač zaštitne konstrukcije temeljne jame. U horizontalnoj ravni ova konstrukcija poseduje veliku krutost tako da može da prihvati bočne pritiske od zaštitne konstrukcije. U ovoj tavanici ostavlja se

potreban broj otvora za formiranje rampi ili za vertikalni transport iskopanog zemljanog materijala ispod nje. Pored ovih otvora potrebno je ostaviti i određeni broj otvora za ventilaciju prostora ispod izvedene tavanice. Izvođenjem ove tavanice stvoreni su uslovi za isovremeni nastavak radova na dole i gore tj. primenu ″ top down ″ gradnje.

Na gore konstruckija objekta se izvodi na uobičajeni načim stim što su joj izvedeni elementi oslonci za izvođenje stubova i zidova. U zavisnosti od nosivosti bušenih šipova na stubnim mestima i nosivosti usvojenih čeličnih elemenata na stubnim mestima određuje se broj nadzemnih etaža koji se može izvesti pre kompletiranja podzemnog dela konstrukcije objekta. Najčešće se ovi elementi dimenzionišu tako da izvođenje podzemnog dela i dela nadzemnog dela konstrukcije objekta traje približno isto vreme. Kada je beton izvedene tavanice dobio dovoljnu čvrstoću, može se pristupiti sledećoj fazi izvođenja radova tj. iskopu ispod izvedene tavanice. Ovaj iskop izvodi se mašinskim putem. Da bi se omogućio mašinski iskop koriste se manji bageri a iskop se vrši istovremeno za dve etaže. Sa rasterom stubova između 7.00 i 8.00m i sa visinom iskopa za dve etaže oko 6.00m, uslovi rada bagera srednje veličine samo malo su otežani u odnosu na iskop na otvorenom prostoru. Ukoliko su dimenzije objekta velike tada se unutar njega mogu formirati rampe za odvoz iskopanog materijala. Ukoliko to nije slučaj, tada se transpost iskopanog materijala može vršiti kosim trakama ili vertikalno korišćenjem kranova ili sličnih uređaja.

Kada se završi navedeni iskop pristupa se izvođenju sledeće tavanice ispod izvedene prve tevanice. Ova tavanica se oslanja na izvedene privremene stubove a po obodu na zaštitnu konstrukciju. Tavanica predstavlja i sledeći razupirač zaštitne konstrukcije u horizontalnoj ravni. Navedeni postupak produbljenja temeljnih jama se nastavlja na isti način sve do konačnog iskopa. Često puta potrebno je da se iskop izvodi uz istovremeno obaranje nivoa podzemne vode. U zavisnosti od geotehničkih karakteristika slojeva tla i od nivoa podzemne vode ovo obaranje može se izvesti na različite načine. Ako se radi o koherentim materijalima gde dotok vode u jamu nije veliki, tada se iskop vrši uz predhofno formiranje drenažnih kanala koji se popunjavaju vodopropusnim materijalima. Na mestima ukrštanja kanala formiraju se bunari iz kojih se muljnim pumpama voda izbacuje van temeljne jame. Ukoliko je tlo nekoherentno, tada je doticaj vode u jamu mnogo veći pa se obaranje nivoa podzemne vode unutar jame mora izvoditi primenom depresiojih bunara ili iglofiltera. Da bi se smanjio doticaj vode u temeljnu jamu za preporuku je da se po obodu jame zaštitni zid izvede od dijafragmi i da se sa njima uđe u dublje slojeve manje vodopropusnosti.

Po završenom iskopu do konačne dubine, vrši se ravnjanje i zbijanje podloge. Zatim se preko nje izvodi drenažni tepih od krupnijeg agregata. Preko ovog sloja izvodi se tamponski sloj od betona debljjine 5-10 cm . Na ovaj način stvoreni su uslovi za izvođenje temeljne ploče. Ova ploča prihvata opterećenje od objekta zajedno sa izvedeim bušenim šipovima na stubnim mestima. Ukoliko nosivost ovih šipova nije dovoljna da prihvati ukupno opterećenje od objekta zajedno sa temeljnom pločom, tada se u ploči mogu ostaviti otvori kroz koje se utiskuju dopunski šipovi. Ovi šipovi se utiskuju u tlo hidrauličkim presama a kao balast koristi se težina do tada izvedene konstrukcije objekta kao i težina temeljne ploče za koju se sidri konstrukcija za utiskivanje šipova. Obično se oko stubnih mesta formiraju kapiteli kojima se povezuju svi izvedeni šipovi na stubnom mestu. Prostor između kapitela i podne konstrukcije najniže etaže koristi se za izvođenje potrebnih instalacija. Pri izvođenju ovih radova posebnu pažnju treba posvetiti pravilnom rešenju i izvođenju hidroizolacije podzemnog dela konstrukcije objekta. Izolacija se može izvoditi istovremeno sa izvođenjem radova na konstrukciji objekta ili na

kraju u obliku različitih premaza- penetrata. Na kraju radova na podzenom delu konstrukcije objekta vrši se izvođenje stubova projektovanih dimenzija oko čeličnih profila.

Prethodno opisani načim izvođenja zaštitne konstrukcije omogućuje da se temeljne jame izvode izuzetno velikih dubina a da se pri tome obezedi dovoljna sigurnost. Ekonomske analize pokazuju da su ovakva rešenja znatno povoljija od ostalih postupaka gde se razupiranje jame vrši nekom privremenom konstrukcijom ili se vrši njeno ankerovanje. Predloženi način izvođenja radova znatno skraćuje rok izvođenja radova. Ovo je naročiti važno kada se radovi izvode u gradskim uslovima i kada je zbog njih onemogućen normalni saobraćaj. Treba primetiti da se ovakvim načinom izvođenja radova, konstrukcija objekta dovodi u stanja koja značajno odsupaju od stanja pri klasičnom načinu izvođenja radova. Zbog toga je neohhodno sa se konstrukcija ojbjekta i zaštitna konstrukcija temeljne jame računaju prema fazama izvođenja radova. Jedan od karakterističnih elemenata kod ovakvih radova jeste fundiranje objketa koje se izvodi kombinovano na šipovima i temeljnoj ploči. Ovakav zajednički tad plitkog i dubokokog fundiranja ne primenjuje se često u praksi.

4 ZAVRŠNI KOMENTARI

Na osnovu predhodno iznetog, može se zaključiti da su radovi na projektovanju i izvođenju radova na zaštiti temeljnih jama veoma specifični i multidisciplinarni. Pored poznavanja konstrukterstva potrebno je dobro poznavati i ponašanje tla kao i tehnologije izvođenja radova.

U našim uslovima, veoma mali broj projektanata može uspešno rešiti probleme projektovanja i proračuna zaštitnih konstrukcija temeljnih jama. Najčešće se čine velika uprošćenja koja dovode do smanjenja tačnosti ili čak pogrešnih rezultata.

Što se tiče izvođenja, može se zaključiti da se stanje značajno popravlja i da sve veći broj firmi može izvesti uspešno složene radove na zaštiti temeljnih jama. Ubrzano se kupuju nove mašine i tehnologije izvođenja radova se usavršavaju. Međutim, još uvek veliki broj izvođača ove radove izvodi van svih pravila struke pa često dolazi do problema pa čak i rušenja zaštitnih konstrukcija temeljnih jama.

Treba imati u vidu da su ovakvi radovi relativno skupi i da investitori u preliminarnim analizama troškova izvođenja ne računaju na ovakve troškove. Usled toga vrši se pritisak na projektante i izvođače da ovakve radove svedu na minimalne a što često može dovesti do ozbiljnih problema.

Cene radova na zaštiti temljenih jama i izvođenju podzemnih delova konstrukcija objekta u najvećoj meri zavisi od površine jame u osnovi, a manje od dubine temeljne jame. Prema iskustvima autora ovoga rada, ukupna cena za izvođenje radova na zaštitnoj konstrukciji temeljne jame i podzemnom delu konstrukcije objekta zajedno sa izvođenjem potrebne hidroizolacije može se odrediti na sledeći način:

$C1= 60*(X^2-4X+8)$ [€/m^2 bruto površine podzemnih etaža],

Pri čemu je $X=\log(A/350)$, a veličina A je bruto površina temeljne jame u m^2.

LITERATURA

[1] *Design methods for pile groups and piled rafts* / Randolph,M.F // John Wiley and Sons, New York,N.Y., U.S.A., 1980,397 pp.

[2] *Comparison of finite element and limiting equilibrium analyses for an embedded cantilever retaining wall,* Fouire, A.B& Potts, D.M. (1989) *Geotechnique* 39, No. 2. 175-188.

[3] *Projekat zaštite temeljne jame poslovnog objekta u Balkanskoj ulici br. 14 u Beogradu* / Lazović, M. //., Građevinski fakultet Beograd, 2006. god.

[4] *Rašenja 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)* / Lazović, M. & Canić, B. // Beograd, 2006. god.

[5] *Prilog proračunu deformabilnih potpornih konstrukcija* / Lazović M. // SANU Beograd, 1995.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Milenija Marušić[1], Darko Marušić[2], Dejan Bajić[3]

PRIKAZ OBJEKTA METALS BANKE U NOVOM SADU

Rezime:

Upravno poslovni objekat Metals banke u Novom Sadu, veličine 7000m^2, izgrađen je u periodu 2005.-2007.godina na osnovu prvonagrađenog idejnog rešenja objekta sa Javnog republičkog arhitektonsko-urbanističkog konkursa.
U radu se govori o projektantskim načelima i principima, procesu projektovanja i primenjenoj metodologiji. Identifikuju se i valorizuju uticajni faktori relevantni za koncept i izlaže primenjen induktivno-deduktivni projektni metod. U prikazu objekta izloženo je funkcionalno, konstruktivno i oblikovno rešenje.

Ključne reči: kontekstualni pristup, simultani metod, funkcija, konstrukcija, forma

REVIEW OF THE METALS-BANKA BUILDING IN NOVI SAD

Summary:

Administrative and business building of Metals-Banka in Novi Sad, 7,000 m2 in area was built during the period from 2005 to 2007 on the basis of the first award winning conceptual design of the building in The Public architectural-urban competition of the Republic.
This paper presents design tenets and principles, design process and applied methodology. Influence factors relevant for the concept are identified and applied inductive-deductive design method is presented. Functional, structural and form solutions are expalined within the review of the building.

Key words: contextual approach, simultaneous method, function, structure, form

[1] Diplomirani inženjer arhitekture, Institut za arhitekturu i urbanizam Srbije, Beograd
[2] Redovni profesor Arhitektonskog fakulteta u penziji, Beograd
[3] Dr, redovni profesor Građevinskog fakulteta, Beograd

1. OSNOVNI PODACI O PROJEKTU I OBJEKTU

Investitor: „Metals banka“ AD Novi Sad

Projektna organizacija: Institut za arhitekturu i urbanizam Srbije u saradnji sa Građevinskim fakultetom iz Beograda

Projektovanje: Prvonagrađeni rad na Javnom republičkom konkursu u organizaciji DaNS-a 1998./1999. Idejni projekat 2000. i 2005. Glavni i izvođački projekti 2000./2001. i 2005./2007.

Autori i glavni projektanti: Prof. Darko Marušić,dia i Milenija Marušić, dia

Saradnici: Tatjana Stratimirović,dia, mr Željko Gašparović,dia, Đorđe Alfirević,dia, Ana Čarapić,dia, Kornelija Mamužić,dia, Ana Mikić,dia, Mirko Stanimirović,dia

Konstrukcija: prof. dr Dejan Bajić,dig, i mr Boris Gligić,dig

Izvođači: „Budućnost“, Novi Sad- generalni izvođač, „Torax“, Skoplje, „Energomak“, Novi Sad, „Projektomontaža“, Beograd, „Enterijer Janković“, Novi Sad

Izvođenje: 2005.-2007.

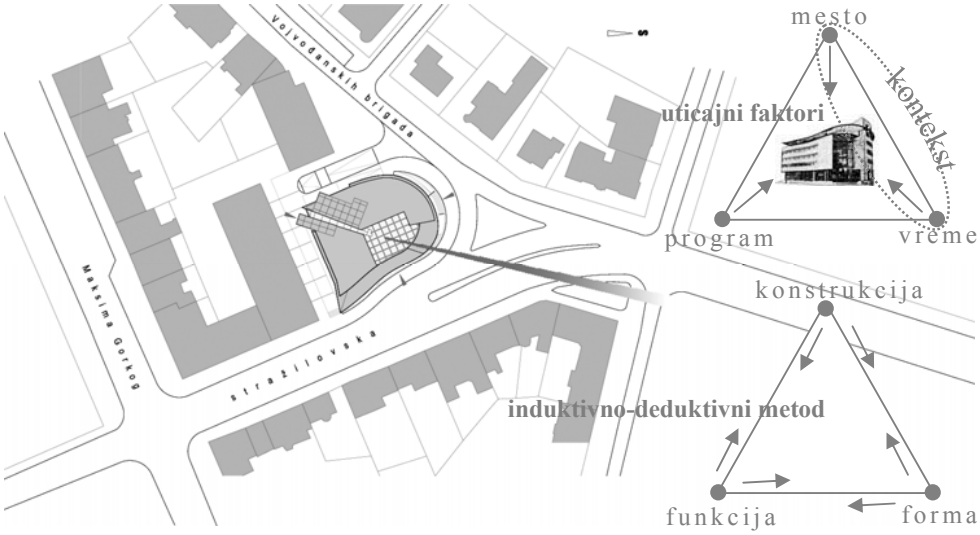
Nagrade i priznanja: **(1)**Godišnja nagrada Inženjerske komore Srbije za 2008. godinu, za izuzetno dostignuće u struci **(2)**Nagrada u kategoriji arhitektonskih realizacija na Salonu arhitekture Novog Sada, DANS, 2008. **(3)**Nagrada u kategoriji realizovanih enterijera na Salonu arhitekture Novog Sada, DANS, 2008. **(4)**Nagrada iz fonda „Aleksandar Šaletić“ za enterijer na 40.majskoj izložbi ULUPUDS-a, 2008. **(5)**Priznanje u kategoriji arhitektonskih realizacija na Salonu arhitekture, Beograd 2008. **(6)**Prvo mesto na NIN-ovoj rang listi deset najboljih i najznačajnijih ostvarenja u pojedinim oblastima kulturnog stvaralaštva u 2007.godini-oblast arhitekture, kritičar Milorad H. Jevtić

Bibliografija(sumarno): 36 bibliografskih jedinica u časopisima, dnevnoj i periodičnoj štampi

Slika 1- Položaj objekta u Novom Sadu, ortofoto

2. NAČELA, PROCES I METODOLOGIJA PROJEKTOVANJA

projektovanju objekta banke primenjena su sledeća opšta **projektantska načela** odnosno principi; (1) **Načelo jedinstvenosti prostora** koje objedinjuje urbanističko i arhitektonsko projektovanje, (2) **Načelo kontekstualnosti** koje uvažava i inspiriše se priprirodnim i stvorenim karakteristikama lokacije, (3) **Načelo ambijentalizacije** koje usmerava projektno rešenje ka uobličavanju raznolikih i znakovitih ambijenata na urbanističkom i arhitektonskom nivou projekta i (4) **Načelo evolucije ideja** o prožimanju tradicionalnih vrednosti savremene estetike.



Slika 2- Situacija objekta, Uticajni faktori i Metodologija projektovanja

Prva faza u **procesu projektovanja** je identifikacija i valorizacija **uticajnih faktora** relevantnih za polazna projektantska opredeljenja i koncept.
Opšta klasifikacija Uticajnih faktora sadrži tri grupe faktora – (1) Program za objekat, (2) Mesto na kome se gradi objekat i (3) Vreme u kome se gradi objekat.
Program za objekat; Urbanističkim uslovima predviđena je javna (poslovna) namena objekta spratnosti do šest etaža.
Programom Investitora Metals banke definisan je upravno-poslovni sadržaj na oko 7000 m^2 - šalter sale, kancelarijski prostor, sala za skupove, restoran, izložbena galerija, prostor za rekreaciju, prostor za transport i čuvanje novca i drugih vrednosti, garaža za osoblje.
Mesto na kome se objekat gradi; Zgrada banke se nalazi u užoj centralnoj zoni grada, na repernoj i eksponiranoj poziciji u temenu "Y" raskršća tri ulice: Stražilovske, Vojvođanskih brigada i Bulevara Mihajla Pupina. Na ovom bulevaru, u neposrednoj i sagledivoj distanci, nalazi se Banovina, kultni objekat međuratne M o d e r n e , arhitekte Dragiše Brašovana.
Karakteristične su i duge, ,,bulevarske,, vizure na MESTO objekta banke. Značajni uticajni faktor je prisustvo kule Otvorenog univerziteta u neposrednom zaleđu objekta banke.

"Okvir" MESTA čine različiti urbani elementi naspramnih frontova Stražilovske ulice (četvoroetažni objekti u kompaktnom uličnom nizu) i ulice Vojvođanskih brigada (slobodnostojeće jednoetažne kuće višeg standarda).
MESTO pulsira užurbanim urbanim ritmom pešačkih i kolskih tokova. Intenzitet motornog saobraćaja po obodu lokacije uzrokuje, u izvesnoj meri, nepovoljnu ekološku situaciju.
Vreme u kome se objekat gradi; Proteklih godina i danas, u našoj sredini, uočljiva je ekspanzija novih banaka i dinamična bankarska scena.
Prisutni su novi programi rada i poslovne komunikacije sa klijentima.
Arhitektura javnih objekata danas je postala stvar prestiža među velikim gradovima i stvar inteziviranja njihovog urbanog identiteta.
Faktor VREMENA karakterišu i nove tehnologije građenja javnih objekata kao i novi materijali. Kad su u pitanju stilske odrednice tekućeg vremena ne može se govoriti o koherentnom, unisonom stilu. Prihvatljiv nam je, kao zajednički imenitelj raznolikih autorskih arhitektonskih izraza stav Hajnriha Kloca da je danas na sceni estetika druge moderne ili n e o m o d e r n a .
Analiza i valorizacija uticajnih faktora, kao što je rečeno, korak je ka konceptu objekta. Dajući prednost određenom faktoru, formulisanje koncepta se usmerava u tom pravcu.
U pitanju je, dakle, **kontekstualni pristup** primenjen u ovom slučaju u procesu projektovanja. (MESTO i VREME odnosno MESTO u VREMENU čine KONTEKST) . Uticajni faktori PROGRAMA i VREMENA, iako svaki za sebe od posebnog značaja, za ovaj projekat su od opštijeg karaktera te je data prednost karakteristikama MESTA. Značaj i fizionomičnost lokacije uputili su koncept ka projektnoj VIZUELIZACIJI osobina MESTA.

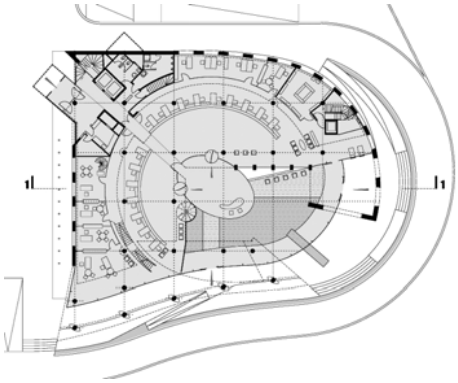
Slika 3- Izgled objekta sa raskrsnice

Tako je koncept osnovne urbane forme banke, odnosno njena primarna volumetrija, oblikovana zalučenim uličnim regulacijama i ortogonalnim rasterom unutrašnjosti bloka. Figura objekta je drugim rečima "otisak MESTA".
Prostorno-fizički sklop objekta konstituišu dva krila spratnosti četiri i pet etaža. Svojim " Γ " oblikom u osnovi, krila uobličuju predvorje banke kao centralni motiv objekta, u formi petoetažnog vestibila sa vodenim površinama u prizemlju i zastakljenom krovnom površinom.
Zastakljenom lučnom opnom vestibil se celom visinom otvara prema bulevaru prihvatajući duge bulevarske vizure. Na naspramnoj strani vestibila, na dodiru dva krila dijagonalno od opne, objekat se takođe rastvara u obliku "zraka"- centralne komunikacije po etažama objekta.
Prožimanje spoljašnjeg i unutrašnjeg prostora kao dosledno sproveden stav o prozračnosti strukture objekta posebno se očituje i u zoni dvoetažnog prizemlja.
Nakon opredeljenja za koncepcijsko rešenje objekta odnosno idejno rešenje, što se vremenski odvijalo u fazi izrade konkursnog projekta, usledile su faze idejnog, glavnog i izvođačkog projekta koje su oficijelno, u pogledu sadržaja, regulisane Zakonom o planiranju i izgradnji.
U svim fazama projektantskog procesa, od urbanističko-arhitektonskog i konstruktivnog koncepta pa sve do detalja izvođenja primenjen je **induktivno-deduktivni** projektni metod koji se figurativno rečeno može izraziti geslom – „od celine ka delovima i od delova ka celini objekta". To dakle nije jednosmeran projektantski proces i put od urbanizma do arhitekture, od rešenja objekta do rešenja detalja, od funkcije i forme do konstrukcije.
Ovaj metod uvažava i proističe iz prethodno naznačenog načela jedinstva svih prostornih nivoa rešenja i uzročno-posledičnih relacija urbanističkog, arhitektonskog i konstruktivnog aspekta kao i aspekata instalacija, materijalizacije i izvođenja objekta.

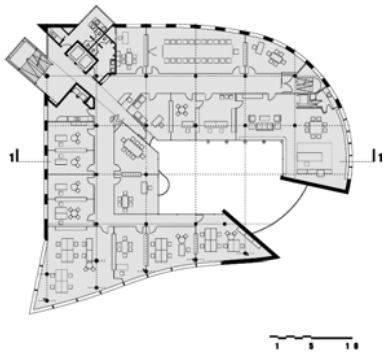
3. FUNKCIONALNO REŠENJE OBJEKTA

Vizura raskrsnice predstavlja glavnu osovinu ukupnog gabarita objekta. Ona je okosnica organizacije unutrašnjeg prostora i osnovna odrednicu vertikalnih i horizontalnih kretanja.
Osovina vizure je osovina svetlosnog dijagonalnog proreza i istovremeno osovina glavne komunikacije-razdelnice u objektu kojom se jasno definišu dva krila zgrade - istočno i zapadno krilo. Na ovoj razdelnici su koncentrisane vertikalne komunikacije (stepenište i liftovi) i sve zajedničke frekventne prostorije (sanitarni čvorovi, čajna kuhinja).
Horizontalne komunikacije na svim etažama za oba krila direktno se i pod pravim uglom vezuju na ovo glavno "saobraćajno" čvorište. Svojim položajem, oblikom i dimenzijama i svetlosnim prodorom kroz fasadni omotač na svom kraju, omogućuju jednostavno kretanje i orijentisanje u prostoru.
Objekat čini osam etaža: podzemna suterenska etaža, prizemlje, mezanin i četiri klasična sprata, dok je peta, poslednja etaža predviđena samo u zapadnom krilu.
Na nivou prizemlja organizovani su kolski i pešački pristupi objektu. Lučna kolonada po obodu vezana je sa trotoarom širokim stepeništem i rampom i sa nje su predviđena dva ulaza za publiku.
Ulazi za publiku uvode klijenta u reprezentativni prostor vestibila koji svojim dimenzijama, staklenom opnom prema gradu, sjajnom vodenom površinom i sagledivom strukturom poslovnih etaža sa unutrašnje strane, kao i obradom i opremom govori o snazi i pouzdanosti kuće. Orijentacija radnih prostorija sa svih etaža na ovaj prostor doprinosi osećanju zajedništva, pripadnosti i vezanosti za kuću. Obezbeđenje objekta sa svom potrebnom opremom locirano je u središtu ovog prostora. Dve šalter sale koje međusobno mogu biti

podeljene prate kružnu liniju vestibila, funkcionalno i vizuelno su vezane sa poluotvorenom mezaninskom etažom na kojoj su smeštene prateće kancelarije.
Mezanin je predviđen kao poluotvorena galerija prizemlja. Na nivou mezanina predviđena je izložbena galerija predmeta iz bančine zbirke umetnina.
Prvi sprat pripada upravi Banke. Na drugom i tećem spratu organizovane su po unutrašnjem obodu prema vestibilu prostorije za rukovodioce a po spoljnjem kancelarije za službenike. Sve komunikacije i svi komunikacioni prostori na 1., 2. i 3. spratu sem kabineta predsednika I.O. čine vizuelno objedinjen, svetao prostor. Ovo objedinjavanje postignuto je upotrebom pregrada od providnog stakla. Na četvrtom spratu smeštene su tri grupe prostorija različite po funkciji; velika sala sa 100 mesta predviđena za sastanke i druge aktivnosti i sala za rekreaciju zaposlenih.

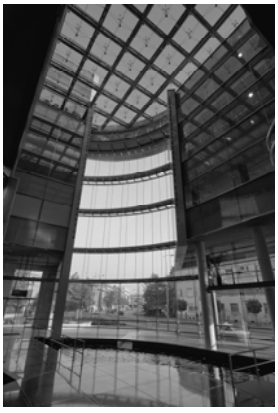


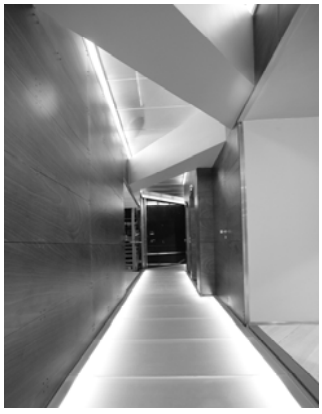
Slika 4- Osnova prizemlja



Slika 5- Osnova tipskog sprata

Treći deo ove etaže namenjen je računskom centru i sektoru marketinga.
Peta etaža zapadnog krila pripada restoranu. Prostor restorana je transparentan, izlazi na obe fasade, a prema Istoku se nadovezuje na baštu smeštenu na krovu istočog krila koja je ograđena zelenilom nasute škarpe. Pogled iz bašte restorana seže do Petrovaradinske tvrđave.

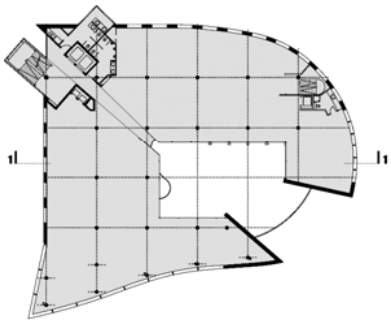




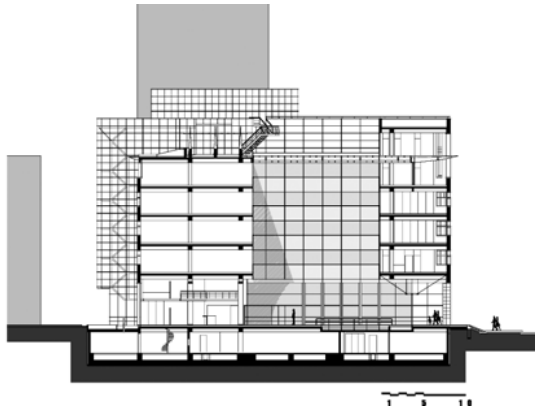
Slika 6- Unutrašnji ambijenti- vestibil, glavna komunikacija „Zrak“, vestibil

4. KONSTRUKTIVNO REŠENJE OBJEKTA

Osnovna noseća konstrukcija objekta je rešena u armiranom betonu. Delovi konstrukcije projektovani su u čeliku - galerija iznad prizemlja, glavna komunikaciona stepeništa, delovi glavne staklene fasade, konstrukcija roštilja iznad centralnog prostora, konstrukcija krovne liske, delovi konstrukcije za pokrivanje mašinskih instalacija.
Arhitektonska želja je bila da objekat bude podeljen na dva praktično nezavisna dela, vezana po etažama samo staklenom podnom trakom, što projektanti konstrukcije nisu u potpunosti prihvatili iz razloga bezbednosti objekta, tako da kroz predvidjeni prostor na svakom spratu prolaze delovi betonskih greda koje obezbedjuju zajednički rad konstrukcijskih elemenata.
Konstrukcija je projektovana u globalnom rasteru od cca 6 × 6 metara. Osnovni noseći sistem konstrukcije je armiranobetonski skelet ojačan manjim brojem armiranobetonskih liftovskih i fasadnih zidova.
Vertikalne noseće elemente čine stubovi kružnog poprečnog preseka promenljivih dimenzija po visini (od Ø60 cm u podrumu do Ø40 cm na najvišim etažama), kao i armiranobetonski zidovi (d=20cm) koji su sastavni deo liftovskih jezgara i delova fasade.



Slika 7- konstruktivni raster



Slika 8- Presek 1-1

Međuspratne konstrukcije su projektovane kao pune armiranobetonske ploče (d=16cm) oslonjene na glavne grede (b/d = 50/60 cm) koje se pružaju približno u dva ortogonalna pravca, kao i na ivične grede (b/d = 20/60 cm). Lokalno, u okviru međuspratne konstrukcije potkrovlja (POS 500+), na delu bašte, debljina ploče je 25 cm. Takođe, ploča prizemlja (POS 0+) na koti 0.00, projektovana je pretežno debljine 20 cm, osim na delu trezora (d_p = 60cm), odnosno ulice (d_p = 30cm). Ploča na koti 0.00 je, u skladu sa arhitektonskim zahtevima, na mestu bašte i bazena, denivelisana.
Projektovani sistem stubova sa gredama formira ramove, koji, u kombinaciji sa armiranobetonskim zidovima, mogu da prihvate sve uticaje kako od vertikalnih, tako i od horizontalnih dejstava (vetar, seizmika).
U čeličnoj izradi rešeni su sledeći važniji konstruktivni elementi: lift kuća sa objektima za klima komore i čilere, krov iznad glavnog stepeništa, krov iznad vestibila, velika nadstrešnica sa prednje strane sa pripadajućim stubovima, galerija između prizemlja i 1. sprata sa prilaznim stepeništem, pasarele - nosači čeone fasade, podvlaka spratne visine po prednjem rubu vestibila

sa rešetkom i stubovima, pasarela - nosač fasade na 5. spratu, glavno stepenište, stepenište na krovu.
Prema preporukama geomehaničkog eleborata, fundiranje objekta se vrši na temeljnoj armiranobetonskoj ploči ojačanoj kontragredama. S obzirom da se suterenski deo objekta nalazi u podzemnoj vodi, ovakvo rešenje, koje uključuje obimne armiranobetonske zidove, predstavlja zatvorenu "kadu", koja, uz odgovarajuće hidroizolacije, obezbeđuje objekat od prodora podzemne vode.
Debljina temeljne ploče je 40cm, a dimenzije kontragreda b/d = 60/120cm. Prostor iznad temeljne ploče do vrha kontragreda se ispunjava šljunkom (mestimično nearmiranim betonom), čime se povećava sigurnost objekta na isplivavanje.
Prema raspoloživim informacijama, na delu lokacije objekta postojali su izvedeni šipovi za ranije predviđen objekat koji nije izveden. S obzirom na tu okolnost, široki iskop je bilo potrebno izvršiti na dubinu od min. 50cm ispod predviđene kote fundiranja. Neophodno je bilo odstraniti izvedene vrhove šipova zaključno sa pomenutom dubinom i izvršiti odgovarajuću zamenu materijala ugrađivanjem tampona šljunka debljine 50cm, sa zbijanjem do modula stišljivosti M_v = 30.000 kPa. S obzirom na visok nivo podzemne vode, bilo je potrebno izraditi elaborat sniženja njenog nivoa u fazi izvođenja objekta. Sve ostale prethodne radnje u vezi sa iskopom, zbijanjem podtla, sniženjem podzemne vode i ugrađivanjem tampona šljunka, trebalo je uraditi u skladu sa zaključcima geotehničkog elaborata.
Obezbeđenje temeljne jame izvršeno je prema posebnom projektu.

Statički proračun konstrukcije

Elementi konstrukcije su proračunati na vertikalna opterećenja prema važećem pravilniku, što je prikazano u analizi opterećenja datoj u okviru statičkog proračuna. Sva dimenzionisanja su izvršena za opterećenja koja odgovaraju težini projektovanih lakih pregrada, uključujući i realnu težinu zidova u okviru mokrih čvorova, kao i konstrukcije lakog "kompjuterskog" poda, u skladu sa rešenjem iz arhitekture.
Kako je u okviru statičkog proračuna prikazano, merodavno horizontalno dejstvo je dejstvo zemljotresa. Proračun je izvršen za VIII seizmičku zonu MCS skale, što odgovara seizmološkoj karti SFRJ za povratni period od 500 godina.

Armiranobetonska konstrukcija

Međuspratne tavanice su za vertikalno opterećenje sračunate pomoću programskog paketa SAN&DAN, metodom zamenjujućeg roštilja (štapasti model). Pretprocesiranje (formiranje roštilja) je obavljeno programom PLO iz istog programskog paketa. Ulazni podaci su prikazani na odgovarajućim šemama za svaku tavanicu, i to:
- proračunski model sa pozicioniranim pločama, gredama i zidovima
- šema stalnog opterećenja (površinska, linijska, koncentrisana opterećenja)
- šema povremenog opterećenja (površinska, linijska, koncentrisana opterećenja)

Rezultati statičkog proračuna su prikazani na odgovarajućim dijagramima za svaku tavanicu, i to:
- dijagrami momenata savijanja u pločama (granične vrednosti uticaja), preko linija jednakih momenata, posebno za oba ortogonalna pravca i posebno za gornju, odnosno donju zonu;
- dijagrami vertikalnih pomeranja elemenata medjuspratne konstrukcije (eksploatacioni uticaj), preko linija jednakih pomeranja

- šema reakcija oslonaca, posebno za stalno, odnosno povremeno opterećenje

Za sve projektovane debljine ploča sračunata je i tabelarno prikazana nosivost pojedinih šipki armature (varijante: RA 400/500 i MA 500/560). Takođe, prikazani su i dijagrami momenata savijanja i transverzalnih sila u gredama (granične vrednosti uticaja, kombinacija uticaja $1.6\times G+1.8\times P$), kao i potrebna količina zatežuće armature i uzengija. Proračun elemenata konstrukcije za seizmička dejstva sproveden je pomoću programa TABS77. Napominje se da su uzengije u zonama oslonaca progušćene na 10 cm, bez obzira na vrednost granične transverzalne sile, što je u skladu sa propisima o građenju u seizmičkim područjima.

Sva dimenzionisanja su izvršena prema važećoj regulativi. Svi betonski elementi projektovani su marke betona MB30 (izuzev pojedinih stubova u okviru I sprata, gde je pojektovana marka MB40), a primenjena je armatura RA 400/500.

Čelična konstrukcija

Deo pozicija u metalnoj izradi izvodio se od INOX-a, što je specificirano u svakoj celini ponaosob. Ostatak konstrukcije je od čelika kvaliteta Č0361 i trebalo je da bude antikoroziono i protivpožarno zaštićen.

Čelična konstrukcija je projektovana za procenjene sopstvene težine, propisana korisna i klimatska opterećenja, što je uz svaku poziciju naznačeno posebno. Za ovako dobijene uticaje izvršene su kontrole napona, stabilnosti i deformacije.

Slika 9- Elementi čelične konstrukcije- IVsprat rešetka i V sprat-krovna konstrukcija

Pozicije sa nosećom konstrukcijom od čelika na ovom objektu spadaju u izvođački složenije, uglavnom zbog geometrije ali i zbog materijala, ukrštanja, prodora i spojeva. Zato je apsolutno bilo neophodno da izvođač bude adekvatno stručno, organizaciono i tehnološki osposobljen, a saradnja sa projektantima, naročito u pogledu izbora INOX materijala i izmene detalja i/ili profila, se podrazumevala.

Specifičnosti vezane za svaku poziciju posebno priložene su u posebnim tehničkim opisima koji su sastavni deo odgovarajućih delova statičkih proračuna.

5. OBLIKOVNO REŠENJE OBJEKTA

Primarni nivo oblikovanja- pitanja **urbane forme** odnosno pitanja ukupne volumetrije objekta, njegove figure, geometrije i sklopa, kao i perceptivne relacije objekta sa neposrednim i daljim okruženjem izložen je i obrazložen u tački 2. ovog referata.
Primarni nivo oblikovanja ima prioritet u ukupnom konceptu uobličavanja forme objekta. Naredni, niži nivoi oblikovanja koje se odnose na **arhitektoniku objekta** (organizacija fasadnog plana i plastika), zatim na nivo materijalizacije i hromatskog efekta (koloristika) podržavaju i „razrađuju" primarni nivo oblikovanja objekta.
Sekundarni nivo oblikovanja sledi, dakle, primarne karakteristike i konture objekta. Talasasti tok fasadnog krila u Stražilovskoj ulici afirmišu i artikulišu tri duge trake kontinualnih prozora i četiri pojasa parapeta- zida. U kompoziciji vertikalnog plana ovog krila naglašena je tripartitna podela; korpus spratova „lebdi" između kolonadnog prizemlja i povučenog fasadnog plana četvrtog sprata. Na izrazito zalučenom zapadnom krilu objekta prema ulici Vojvođanskih brigada i kuli Univerzitete koje u primarnoj kompoziciji sklopa objekta ima ulogu uporišnog elementa javljaju se pojedinačni prozori u poretku koji ne slabi snagu zida. I trodelnost fasade ovog krila je u tom kontekstu diskretnije izražen.

Slika 10- Fasada prema Stražilovskoj ulici

Slika 11- Glavno stepenište objekta

Dva krila objekta oblikuju, kao što je već rečeno, unutrašnji prostor petoetažnog vestibila- „unutrašnju kuću". Fasade „unutrašnje kuće" čine modularno ujednačene ravni prozora i parapeta.
Osnovni materijali kojima je obrađena spoljna fasada su kamen, staklo- prozračno, neobojeno i nerđajući čelik- inoks.
Puni deo fasadnog platna obložen je pločama od svetlog granita standardnih dimenzija (40/60cm).

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Vlastimir Radonjanin[1], Mirjana Malešev[2]

SANACIJA BETONSKIH KONSTRUKCIJA U SVETLU NOVIH EVROPSKIH STANDARDA

Rezime:

Pravilno projektovana sanacija i precizni tehnički uslovi za njenu realizaciju mogu se obezbediti samo ako je uspostavljena tačna dijagnoza i ako se problem rešava eliminisanjem uzroka nastalih oštećenja. Široka lepeza sanacionih metoda i reparaturnih materijala otvorila je velike mogućnosti za uspešno rešavanje problema sanacije betonskih konstrukcija, međutim to je istovremeno uticalo i na potrebu za formiranjem usko specijalizovanih timova koji poznaju i suštinski razumeju sve aspekte primene potpuno novih reparaturnih materijala i kompleksnih metoda sanacije. U Evropi su doneti novi standardi, kojima će se obezbediti kvalitetnije izvođenje radova na sanaciji i zaštiti betonskih konstrukcija, odnosno sprečiti njihovo dalje propadanje.

Ključne reči: procena stanja, sanacija, beton, konstrukcija, oštećenja, trajnost

REPAIR OF CONCRETE STRUCTURES IN THE LIGHT OF NEW EUROPEAN STANDARDS

Summary:

Properly designed repair work and precise technical terms for its realization can only be provided if a correct assessment has been made and if the problem is solved by eliminating the causes of damage. A wide range of repair methods and repair materials has opened up vast opportunities for successfully solving the problem of the repair of concrete structures, although this has simultaneously brought about the need for forming specialized teams, who are familiar with and in detail understand all aspects of the application of new repair materials and complex repair methods. In Europe are published new standards, in order to provide higher quality of repair works and protection of concrete structures and prevent their further deterioration.

Key words: assessment, repair, concrete, structure, damage, durability

[1] Dr., Vanredni profesor, dipl.inž.građ., Fakultet tehničkih nauka, Univerzitet u Novom Sadu, Novi Sad
[2] Dr., Vanredni profesor, dipl.inž.građ., Fakultet tehničkih nauka, Univerzitet u Novom Sadu, Novi Sad

1 UVOD

Za sanaciju i zaštitu betonskih konstrukcija svake godine potroše se ogromna finansijska sredstva. Budući da najveću veštački stvorenu materijalnu vrednost predstavljaju postojeći građevinski objekti, popravljanje i produženje njihovog životnog veka predstavlja imperativ čitavog razvijenog sveta. Znajući da je, pri tome, najveći broj objekata od betona, potpuno je razumljivo da se oblast sanacije i zaštite betona tretira kao jedan od najaktuelnijih segmenata građevinarstva. To potvrđuje održavanje velikog broja međunarodnih skupova, formiranje posebnih instituta sa istraživačkim laboratorijama, asocijacija i organizacija, kao i publikovanje brojnih specijalizovanih časopisa i knjiga sa ovom tematikom.

Dinamičan razvoj ovog segmenta građevinarstva, ogleda se i kroz intenziviranje aktivnosti na polju standardizacije, zbog čega je u taj posao uključen veliki broj naučno-istraživačkih organizacija i vrhunskih stručnjaka, koji su organizovani u okviru multidisciplinarnih radnih grupa i tehničkih komiteta. Iako je dosta dugo izgledalo da je sanacione radove praktično nemoguće standardizovati, u Evropi su već doneti standardi koji pokrivaju oblast sanacije i zaštite betona, kao i svojstva i primenu reparaturnih maltera. Standardizacija je jedan od bitnih preduslova koji može pomoći da se sanacija i zaštita betona izvedu uspešno, zato što se na taj način izbegavaju improvizacije u svim fazama, počevši od dijagnostike stanja objekta, pa sve do kontrole kvaliteta izvedenih radova.

Izuzetno brz razvoj u poslednjih dvadeset godina doprineo je da se na tržištu pojave mnogi novi materijali i nove tehnike za sanaciju i zaštitu betona, što je između ostalog, izazvalo i evidentne probleme i nedoumice, čak i kod stručnjaka za sanaciju i zaštitu betona. Zbog takvog dinamičnog razvoja, svi oni koji su uključeni u proces sanacije i zaštite betonskih konstrukcija, moraju suštinski upoznati i razumeti rad sa novim materijalima i tehnikama sanacije i moraju preduzimati mnogo opsežnije istražne radove u okviru procesa procene stanja. To je uticalo da se stvori jedna nova vrsta odgovornosti prema posledicama površne primene potpuno novih kompleksnih tehnologija sanacije i prema brzopletom donošenju odluka o najboljem rešenju za određeni problem.

2 STANJE U OBLASTI SANACIJA BETONSKIH KONSTRUKCIJA

Iako je teško povući jasnu granicu između različitih metoda i tehnika za sanaciju betonskih konstrukcija, ovi specifični građevinski radovi mogu se generalno podeliti u dve grupe:

- reparacija oštećenog ili dotrajalog betona i armature, što podrazumeva lokalne i/ili površinske "popravke-intervencije" i preventivnu zaštitu betona i armature,
- konstrukcijska sanacija, koja se najčešće vezuje za pojam pojačavanja konstrukcije usled gubitka nosivosti i stabilnosti ili zato što se menja namena ili opterećenje objekta. Ova grupa sanacionih radova obuhvata i "zamenu" izrazito oštećenih elemenata i delova konstrukcije, uključujući i one koji su pretrpeli lom.

U skladu sa takvom podelom sanacionih radova, cilj konstrukcijskih sanacionih mera je obezbeđenje postojeće ili novoprojektovane nosivosti i stabilnosti konstrukcije, dok se lokalnim i površinskim sanacionim merama produžava eksploatacioni vek objekta i obezbeđuje njegova funkcionalnost.

Nekonstrukcijskim sanacionim radovima treba posvetiti dužnu pažnju, jer su jednostavniji i jeftiniji od konstrukcijskih sanacionih radova. Međutim, ako se "lokalni" sanacioni radovi ne

izvrše na vreme, usled progresivnog propadanja konstrukcije, u relativno kratkom vremenskom periodu, ukazaće se potreba za ozbiljnim i skupim sanacionim zahvatima.

Dosadašnja praksa pokazala je da najveći deo realizovanih sanacija betonskih konstrukcija obuhvata "popravke" lokalnog karaktera, površinsku reparaciju betona i hemijske metode "dekontaminacije" betona. Ovakvo stanje u oblasti sanacije betona je potpuno razumljivo, ako se zna da se oštećenja AB konstrukcija najčešće javljaju kao rezultat narušene trajnosti betona. Oštećenja betona, počevši od prvih znakova deterioracije, pa do ozbiljnih oštećenja koja mogu ugroziti nosivost i stabilnost konstrukcije, izazvana su u najvećoj meri destruktivnim uticajima koji potiču iz samog okruženja objekata (temperaturne promene, mraz, mraz i soli za odmrzavanje, hemijski agesivne materije iz tehnološkoh procesa, morska sredina, podzemne vode, CO_2, itd.).

Međutim, u našoj sredini je još uvek prisutna praksa da se sanacione mere proglase za mere "kozmetičke" prirode u slučaju da ne obuhvataju postavljanje dodatne armature, povećanje betonskog preseka, postavljanje dodatnih kablova za prednaprezanje, lepljenje čeličnih ploča ili u novije vreme postavljanje karbonskih traka. Takav odnos doveo je do progresivnog propadanja i pojave znatnih oštećenja na našim objektima, među kojima su u prvom redu betonski mostovi, kolovozi i industrijski objekti. Preduzimanje pravovremenih intervencija u vidu manjih "ograničenih sanacionih zahvata" može značajno produžiti eksploatacioni vek objekta, odnosno obezbediti mu zadovoljavajuću funkcionalnost i trajnost.

Za razliku od naše zemlje, u mnogim zemljama širom sveta, poslednih godina, značajno je promenjen pristup problemu sanacije i zaštite betona. Značaj koji razvijene zemlje pridaju ovoj oblasti ogleda se pre svega u formiranju nacionalnih asocijacija za sanaciju betona sa osnovnim ciljem da omoguće organizovaniji pristup ovoj oblasti, da omoguće razmenu iskustava i da unaprede tehnologiju izvođenja sanacionih radova. Takva stručna udruženja okupljaju praktično sve značajnije institucije i pojedinice koji su uključeni u proces sanacije i zaštite betonskih konstrukcija. Kao rezultat takvog organizovanja postignut je evidentan napredak u podizanju kvaliteta radova na sanaciji i zaštiti betona i na smanjenju troškova rehabilitacije i očuvanja postojećeg građevinskog fonda. Radi stručne pomoći svima koji su povezani sa problemima ispitivanja i dijagnostike stanja, izbora metoda sanacije i njihovog izvođenja, mnoge nacionalne asocijacije za sanaciju betona izdale su priručnike i uputstva (SAD, Engleska, Australija, Kina, Norveška, Singapur, itd.). Interesantan je podatak da samo jedan priručnik za sanaciju betona [14]., koji je izdao Američki institut za beton, ima preko 2000 stranica!

Početkom XXI veka sanacija betonskih konstrukcija je zauzela ogroman deo građevinskog tržišta. Kao primer može poslužiti podatak da se svake godine samo za održavanje i sanaciju mostova potroši više od 1 bilion dolara, dok se pretpostavlja da se za održavanje i sanaciju svih građevinskih objekata utroši više od 20 biliona dolara godišnje [11]. Veoma je slikovit i podatak da se više od 50% godišnjeg budžeta u građevinarstvu Evrope potroši na sanaciju postojećih objekata [15].

Zbog čega tržište sanacije i zaštite objekata poslednjih decenija beleži konstantan rast i zašto aktuelne tehničke prognoze predviđaju da će se taj trend i dalje nastaviti? Odgovor leži u činjenici da je najveći deo postojećih objekata sagrađen prošlog veka i da se polako približava kritičnoj fazi svog životnog veka. Naime, paralelno sa neminovnim povećanjem starosti betonskih konstrukcija i pogoršavanjem njihovog stanja, moraju se preduzeti odgovarajuće sanacione mere, pa čak i radovi na rušenju, kada je tehnički i ekonomski neopravdano dalje produžavanje njihovog životnog veka. Sa stanovišta "dotrajalosti" najkritičniji su

infrastrukturni objekti (mostovi, putevi, brane, vodovodni i kanalizacioni sistemi itd.), kao i industrijski objekti. U prilog tvrdnjama da sanacija objekata polako postaje dominantan segment celokupnog građevinarstva ide i činjenica da strategija održivog razvoja podrazumeva ograničenu upotrebu prirodnih sirovina za gradnju novih objekata, pa se i sa tog aspekta teži ka očuvanju postojećeg građevinskog fonda.

Kao posledica takvog trenda, došlo je do intenzivnog razvoja novih metoda i materijala za sanaciju i zaštitu betonskih konstrukcija, a to je sa druge strane, s obzirom na ogromna finansijska sredstva koja prate ove radove, iziskivalo da se i u ovu specifičnu oblast građevinarstva uvede određeni stepen standardizacije. Zbog toga je bio formiran poseban Evropski tehnički komitet (TC 104), koji je pod okriljem CEN-a (Evropskog komiteta za standardizaciju) organizovao pripremu odgovarajućih standarda.

3 NOVI EVROPSKI STANDARDI ZA SANACIJU I ZAŠTITU BETONSKIH KONSTRUKCIJA

Nakon više od 10 godina intenzivnih diskusija i usaglašavanja u okviru različitih radnih grupa, usvojen je novi Evropski standard za sanaciju i zaštitu betonskih konstrukcija "EN 1504". Ubrzo nakon toga, pored zemalja Evropske unije, standard su preuzele i mnoge države, čak i sa drugih kontinenata, što će nesumnjivo imati veliki uticaj na dalji razvoj ove aktuelne oblasti građevinarstva.

U tabeli 1 prikazana je struktura standarda EN 1504, koji se sastoji od 10 delova [37].

Tabela 1 – Struktura standarda EN 1504 (zaštita i sanacija betona)

Oznaka standarda	Naziv standarda
EN 1504-1:	Definicije
EN 1504-2:	Sistemi za površinsku zaštitu
EN 1504-3:	Konstrukcijska i ne-konstrukcijska sanacija
EN 1504-4:	Konstrukcijsko povezivanje (lepljenje)
EN 1504-5:	Injektiranje betona
EN 1504-6:	Zalivanje ankera ili popunjavanje spoljnih šupljina
EN 1504-7:	Zaštita armature od korozije
EN 1504-8:	Kontrola kvaliteta i procena usaglašenosti
EN 1504-9:	Opšti principi za upotrebu proizvoda i sistema
EN 1504-10:	Gradilišna primena proizvoda i sistema i kontrola kvaliteta radova

Radi kontrole kvaliteta materijala za sanacione radove, odnosno označavanja proizvoda pomoću "CE" znaka, trenutno se priprema oko 65 pratećih standarda za metode ispitivanja. Propisane metode ispitivanja će obezbediti uslove za ispitivanje prema istim standardima svih proizvoda i materijala, koji će se primenjivati za sanaciju i zaštitu betonskih konstrukcija u Evropi. U skladu sa nazivima standarda 1504-2 do 1504-7, svi reparaturni materijali i proizvodi podeljeni su u sledeće grupe:

(2) - materijali za površinsku zaštitu betona,

(3) - reparaturni malteri,

(4) - materijali za konstruktivno povezivanje (lepljenje),
(5) - materijali za injektiranje,
(6) - ankerni sistemi i
(7) - materijali za zaštitu armature.

3.1 FAZE PROJEKTA SANACIJE

Osnovne faze u procesu realizacije projekta sanacije, definisane u aneksu B standarda EN 1504-9, prikazane su tabeli 2.

Tabela 2 – Struktura procesa realizacije projekta sanacije

1. Upravljanje objektom	2. Proces procene stanja	3. Generalni plan	4. Plan sanacionih radova	5. Sanacioni radovi	6. Prijem sanacionih radova
Stanja i istorija konstrukcije Dokumentacija Komisije za održavanje	Oštećenja - klasifikacija i uzroci	Mogućnosti Principi Metode	Definicije za planiranu upotrebu proizvoda Zahtevi za: - podlogu - proizvode - rad - tehnički uslovi - crteži	Izbor i upotreba proizvoda i opreme Ispitivanja radi kontrole kvaliteta Zdravlje i bezbednost	Ispitivanja u cilju prihvatanja Dodatni radovi Dokumentacija

U okviru standarda EN 1504-9 definisani su najčešći uzroci oštećenja armiranobetonskih konstrukcija, koji bi trebalo da budu od pomoći pri proceni stanja konstrukcije. Zbog potrebe budućeg planiranja sanacije, predloženo je da se sva oštećenja u toku procene razdvoje na oštećenja betona (tabela 3) i na oštećenja izazvana korozijom armature (tabela 4). Osnovni ciljevi procene stanja konstrukcije su:

- otkriti uzrok ili uzroke oštećenja,
- utvrditi stepen oštećenja,
- utvrditi da li postoji opasnost da se oštećenja prošire i na delove konstrukcije, koji trenutno nisu oštećeni,
- proceniti efekat oštećenja na bezbednost konstrukcije i
- identifikovati sve lokacije, gde može biti potrebna zaštita ili sanacija.

Tabela 3 – Najčešći uzroci oštećenja betona

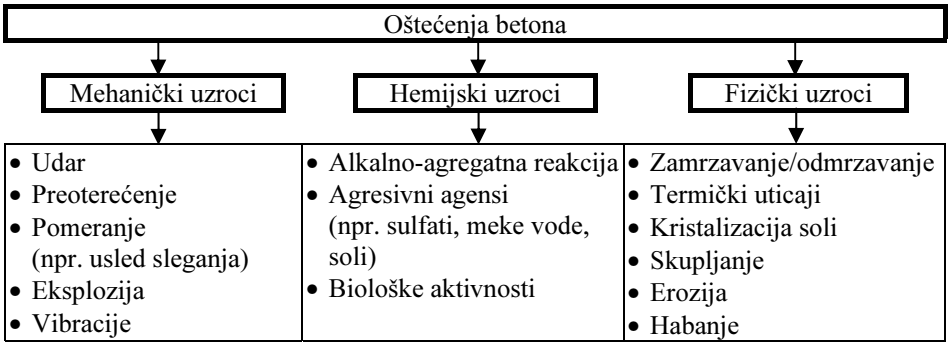
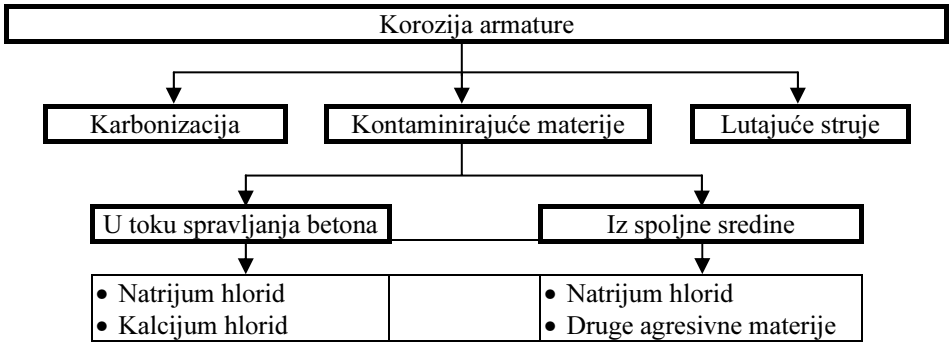


Tabela 4 – Najčešći uzroci korozije armature



Pored standardnih delova ovog kompleksnog procesa, novina je sistematizovani generalni plan, koji se sastoji iz niza odluka po hijerarhijskim nivoima, odnosno od izbora odgovarajućih mogućnosti, principa i metoda.

Pri odlučivanju o aktivnostima, koje treba da zadovolje buduće zahteve u pogledu životnog veka konstrukcije, na raspolaganju su sledeće **mogućnosti**:

- ne preduzimati nikakve radove u određenom periodu vremena,
- uraditi ponovni proračun konstrukcije sa proverom njene nosivosti, što može dovesti do ograničenja dalje funkcije objekta,
- sprečiti ili redukovati dalju deterioraciju, bez poboljšanja konstrukcije,
- poboljšati, pojačati ili obnoviti deo ili celu konstrukciju,
- rekonstruisati deo ili kompletnu konstrukciju i
- srušiti deo ili celu konstrukciju.

Izbor startegije za sanaciju i zaštitu betonskih konstrukcija se ne sme bazirati samo na tehničkim argumentima već je neohodno da se u razmatranje uzmu i ekonomski parametri. To podrazumeva da se procena osloni na analizu relativnih troškova i dobiti, koji proizilaze iz mogućih tehničkih rešenja za sanaciju. U ovoj fazi treba analizirati početna ulaganja u sanacione radove, ulaganja u održavanje nakon sanacije i troškove koji proizilaze iz eventualne restrikcije u eksploataciji konstrukcije. Suština ove analize je projektovani životni vek sanirane konstrukcije, tako da mogućnosti za sanaciju variraju između dve generalne opcije:

- obimni jednokratni sanacioni radovi i
- jednostavni sanacioni radovi, koji mogu zahtevati ponovljanje sanacionih radova i dodatno održavanje.

Kao slikovit prikaz tehno-ekonomske analize ovog tipa, može poslužiti primer konstrukcije sa planiranim kraćim životnim vekom, kada je potpuno neopravdano projektovati obimne sanacione radove, koji do kraja eksploatacionog veka konstrukcije neće zahtevati nikakvo dodatno održavanje.

Novi Evropski standard za sanaciju i zaštitu betonskih konstrukcija definisao je i različite **principe**, koji su bazirani na osnovnim hemijskim i fizičkim zakonima, sa ciljem da omoguće sprečavanje ili stabilizaciju hemijskog i fizičkog procesa deterioracije betona i elektrohemijskog procesa korozije armature.

Predloženi principi sistematizovani su u dve grupe:

- 6 principa za sanaciju oštećenja betona i
- 5 principa za sanaciju oštećenja izazvanih korozijom armature.

Principi koji se odnose na oštećenja betona ili betonskih konstrukcija tretiraju oštećenja koja su rezultat pojedinačnog ili kombinovanog delovanja sledećih uzroka:

- mehanička dejstva (na primer: udar, preopterećenje, pomeranje usled sleganja, eksplozija, itd.),
- hemijska i biološka dejstva iz sredine i
- fizička dejstva (na primer: zamrzavanje i odmrzavanje, termičke prsline, promena vlažnosti, kristalizacija soli, erozija, itd.).

Principi koji se odnose na koroziju armature tretiraju oštećenja koja su rezultat pojedinačnog ili kombinovanog delovanja sledećih uzroka:

- fizički gubitak zaštitnog sloja betona,
- hemijski gubitak alkalnosti zaštitnog sloja betona, kao rezultat reakcije sa CO_2 iz vazduha (karbonizacija),
- kontaminacija zaštitnog sloja betona sa korozionim agensima (uglavnom Cl joni), koji su prisutni u betonu iz perioda spravljanja betona ili su penetrirali u beton iz okoline i
- lutajuće električne struje, koje su uvedene ili indukovane iz obližnjih električnih instalacija.

U tabelama 5 i 6 nabrojani su osnovni principi, a istovremeno su kao primer date i moguće **metode** za sanaciju i zaštitu betona i armature.

Tabela 5 – Principi i metode koji se odnose na oštećenja betona

Oznaka principa	Definicija principa	Metoda bazirana na principu
Princip 1 (PI)	Zaštita od prodora u unutrašnjost betona (smanjenje ili sprečavanje prodora štetnih agenasa, kao što su voda, druge tečnosti, vodena para, gasovi, hemijski i biloški agensi)	1.1 Impregnacija površine 1.2 Površinski premaz sa ili bez mogućnosti premošćavanja prslina 1.3 Lokalno bandažiranje prslina 1.4 Popunjavanje prslina nalivanjem 1.5 Prevođenje prslina u spojnice 1.6 Izvođenje spoljnih panela 1.7 Postavljanje membrana
Princip 2 (MC)	Kontrola vlažnosti (podešavanje i održavanje sadržaja vlage u betonu u propisanim granicama)	2.1 Hidrofobna impregnacija 2.2 Površinski premaz 2.3 Spoljne obloge 2.4 Elektrohemijski tretman
Princip 3 (CR)	Reparacija betona (Reparacija betona elementa konstrukcije do vraćanja na projektovani oblik i funkciju; Reparacija betona zamenom dela oštećenog betona)	3.1 Ručno nanošenje malterea 3.2 Ugradnja betona 3.3 Torkret beton ili malter 3.4 Zamena elementa
Princip 4 (SS)	Pojačavanje konstrukcije (povećanje ili ponovno uspostavljanje nosivosti elementa konstrukcije)	4.1 Dodavanje ili zamena ugrađenih ili spoljnih armaturnih šipki 4.2 Ugradnja ankera u formirane ili izbušene rupe u betonu 4.3 Lepljenje ploča i traka

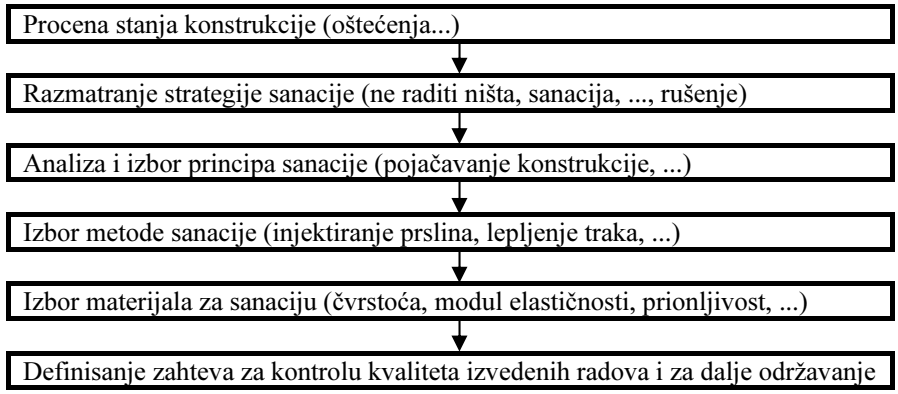
		4.4 Dodavanje maltera ili betona 4.5 Injektiranje prslina, pora ili šupljina 4.6 Popunjavanje prslina, pora ili šupljina nalivanjem 4.7 Prednaprezanje-naknadno prednaprezanje
Princip 5 (PR)	Otpornost na fizičke uticaje (povećanje otpornosti na fizička i mehanička dejstva)	5.1 Dodatni slojevi ili premazi 5.2 Impregnacija
Princip 6 (RC)	Otpornost na hemikalije	6.1 Dodatni slojevi ili premazi 6.2 Impregnacija

Tabela 6 – Principi i metode koji se odnose na koroziju armature

Oznaka principa	Definicija principa	Metoda bazirana na principu
Princip 7 (RP)	Očuvanje ili ponovo uspostavljanje pasivnosti (stvaranje hemijskih uslova u kojima se površina armature održava ili vraća u stanje pasivnosti)	7.1 Povećanje zaštitnog sloja armature sa dodatnim slojem cementnog maltera ili betona 7.2 Zamena kontaminiranog ili karbonizovanog betona 7.3 Elektrohemijska realkalizacija karbonizovanog betona 7.4 Realkalizacija karbonizovanog betona pomoću difuzije 7.5 Elektrohemijsko odstranjivanje hlorida
Princip 8 (IR)	Povećanje elektro-otpornosti betona	8.1 Ograničenje sadržaja vlage tretiranjem površine betona, nanošenjem zaštitnih premaza ili obloga
Princip 9 (CC)	Katodna kontrola (stvaranje uslova u kojima potencijalne katodne zone armature ne mogu dovesti do anodne reakcije)	9.1 Ograničenje sadržaja kiseonika (na katodi) pomoću tehnike zasićenja ili dodatnog površinskog sloja
Princip 10 (CP)	Katodna zaštita	10.1 Uspostavljanje elektro-potencijala
Princip 11 (CA)	Kontrola anodnih zona (stvaranje uslova u kojima potencijalne anodne zone armature ne mogu učestvovati u korozionoj reakciji)	11.1 Premazivanje armature sa premazima koji sadrže aktivne pigmente 11.2 Premazivanje armature sa zaštitnim premazima 11.3 Unošenje inhibitora u beton

Detaljan opis metoda za sanaciju i zaštitu betona i armature dat je u standardima EN 1504-2 do EN 1504-7, a tehnički uslovi za primenu ovih metoda dati su u standardu EN 1504-10.

Šematski prikaz globalne strukture procesa realizacije jednog projekta sanacije, u skladu sa preporukama standarda EN 1504, dat je na slici 1.



Slika 1 – Šematski prikaz procesa realizacije jednog projekta sanacije

Pored pomenutog standarda EN 1504, od velike pomoći pri realizaciji projekta sanacije betonskih konstrukcija, mogu biti i sledeći evropski standardi:

- EN 12696 Katodna zaštita čelika u betonu
- EN 14038 Elektrohemijska realkalizacija i postupak odstranjivanja hlorida iz armiranog betona
- EN 206 Beton (tehnički uslovi, svojstva, proizvodnja i usaglašenost)
- EN 14487 Torkret beton za sanaciju i poboljšanje kvaliteta konstrukcija
- EN 1992 EC2 (proračun betonskih konstrukcija)

4 ZAKLJUČAK

Novi Evropski standardi za zaštitu i sanaciju betonskih konstrukcija predstavljaju trenutni odraz iskustva i znanja o svojstvima raspoloživih reparaturnih materijala, metodama sanacije, principima za njihovu primenu i mogućnostima za kontrolu izvedenih radova. Osnovni cilj standardizacije u ovoj kompleksnoj oblasti građevinarstva je da se ograniče moguće štete usled narušene trajnosti betonskih konstrukcija koje se grade danas, kao i da se što efikasnije "produži život" konstrukcijama iz perioda masovne gradnje u drugoj polovini prošlog veka.

Predmetni standardi predstavljaju kompromis između nedovoljno poznatih podataka o nekim fundamentalnim mehanizmima narušavanja trajnosti materijala i hitne potrebe za jednim generalnim uputstvom koje omogućava praktičnu primenu. Zbog toga se pojedine odredbe standarda, kao i sami standardi moraju u kontinuitetu unapređivati i dopunjavati sa novim rezultatima istraživanja. Novi Evropski standardi nisu idealni i direktno primenljivi za sve specifične i često unikatne objekte koje treba sanirati, međutim, nesporno je da će njihova primena imati značajan uticaj na podizanje kvaliteta radova na sanaciji i zaštiti betonskih konstrukcija.

Pored činjenice da su u našoj zemlji uspešno realizovani brojni projekti sanacija betonskih konstrukcija, mora se konstatovati da u oblastima procene stanja i sanacije i zaštite betonskih konstrukcija odavno ne "držimo korak" sa razvijenim svetom. Objektivni razlozi za takvo stanje su nedostatak opreme za dijagnosticiranje stanja konstukcija, nedostatak stručnjaka za procenu, sanaciju i zaštitu betonskih konstrukcija, kao i nedostatak građevinskih preduzeća

koja su uže specijalizovana za izvođenje sanacionih radova. Naime, danas se u procesu dijagnosticiranja armiranobetonskih konstrukcija rutinski primenjuje desetak nedestruktivnih metoda ispitivanja, a kod nas se konačna procena stanja oštećene konstrukcije najčešće zasniva na vizuelnom pregledu i vađenju kernova. U razvijenim zemljama se već duži niz godina primenjuju u praksi efikasne metode za sanaciju i zaštitu armiranobetonskih konstrukcija, kao što su metode elektrohemijske realkalizacije karbonizovanog betona, elektrohemijskog odstranjivanja hlorida, katodne zaštite, impregnacije površine betona, itd., a u našoj sredini skoro i da nema primera iz prakse iako je veliki broj objekata na kojima bi se te tehnike mogle primeniti. Oblast procene stanja, sanacije i zaštite betonskih konstrukcija, uključujući i fundamentalno proučavanje svih aspekata trajnosti betona, se ili u veoma malom obimu ili uopšte ne izučava na našim fakultetima, tako da se stručnjaci u praksi uglavnom oslanjaju na svoje konstruktersko umeće i praktična iskustva starijih kolega. Takođe, veoma je mali broj specijalizovanih preduzeća za izvođenje kompleksnih sanacionih radova. Klasična građevinska preduzeća uglavnom nemaju odgovarajuću opremu za uklanjanje oštećenog betona, za pripremu površine starog betona, za injektiranje prslina, za torkretiranje, itd.

Evidentno je da se u oblasti procene stanja i sanacije betonskih konstrukcija, u cilju podizanja kvaliteta radova i efikasnijeg "spašavanja" oštećenih objekata, moraju preduzeti odgovarajuće sistemske mere. Najbolji put, kojim su išle mnoge razvijene zemlje u ovoj oblasti, je formiranje asocijacije za sanaciju i zaštitu betona, koja bi trebalo da pripremi nacionalnu strategiju za sanaciju i zaštitu betonskih konstrukcija, uz usvajanje novih evropskih standarda. Budući da će i u budućnosti na građevinskom tržištu najveći deo aktivnosti biti usmeren na održavanje, sanaciju i zaštitu postojećih objekata, potrebno je da se i kroz nastavne planove na fakultetima mladi inženjeri pripreme za direktno uključivanje u procese rada u ovoj oblasti.

LITERATURA

[1] *A Rational Approach to Durable Concrete Repairs* / Emmons, P. H., Vaysburd, A. M., McDonald, J. E. // ACI Journal "Concrete International", Vol. 15, No.9, 1993., pp.40-46.

[2] *ACI Manual of Concrete Inspection* / Publication SP-2, Reported by ACI Commitee 311, American Concrete Institute, 1986., Detroit, pp. 507.

[3] *Appraisal and repair of building structures - Reinforced concrete* / Holand, R. // Published by Thomas Telford, 1997., London, pp. 150.

[4] *Assessment and repair of the bearing structure of a multi-storey parking garage* / Radonjanin, V., Malešev, M., Folić, R. // Journal of Building Appraisal, Volume 2, Issue 4, Publisher "Palgrave Macmillan", London, UK, 2007, pp. 335-354.

[5] *Assessment of Bond Properties between Repair Mortars and Substrate Concrete* / Morsy, K. // Slovak Univesity of Technology, Faculty of Civil Engineering, PHD thesis, 1998., Bratislava, pp. 152.

[6] *Comatibility of concrete repair materials and systems* / Morgan, D. R. // Journal "Construction and Building Materials ", Vol. 10, No. 1, 1996., pp. 57-67.

[7] *Compatibility of Repair Materials* / Bilčik, J., Morsy, K.: // Building research Journal, Vol. 49, No. 1, 1996., Bratislava, pp.9.

[8] *Concrete and Reinforced Concrete Detererioation and Protection* / Moskvin, V., Ivanov, F., Alekseyev, S., Guzeyev, E. // Moskva, Stroizdat, 1980., pp. 399.

[9] *Concrete Cracking - an Early Warning of Structural Problems* / Reed, R. C. // ACI Journal "Concrete International", Vol. 15, No.9, September 1993., pp. 36-40.

[10] *Concrete Defect Assessment - Ignore it at your Peril* / Bravery, D. B. // Journal "Cracking Matters", CRA, Sixth edition, January 2001.

[11] *Concrete repair according to the New European Standard EN 1504* / Raupach, M.// Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting, Taylor & Francis Group, London, 2006, ISBN 0 415 39654 9, pp.6-8.

[12] *Concrete Repair and Maintenance Illustrated*/Emons, P. H.// Means Comp., 1994., pp. 295.

[13] *Concrete Repair in the New Millennium*/Mahaffey, D.//Australian Conc. Construction, 1999.

[14] *Concrete Repair Manual* / Second Edition, Volume 1 and 2, ACI, 2003., pp. 2093.

[15] *Concrete repair strategies - the provisional European Standard and advanced repair mortar development* / Threadgold, M., Williams, B. // Journal "Concrete", Vol. 40, 2006, pp.30-31.

[16] *Deformacii i povreždenia zdanii* / Roytman, A. G. // Stroizdat, 1987., Moskva.

[17] *Deteriorated concrete - Inspection and physicochemical analysis* / Rendell, F., Jauberthie, R., Grantham, M. // Published by Thomas Telford, London, 2002.

[18] *Diagnosis and Assessment of Concrete Structures* / CEB, State-of-the-art-report, CEB Task group "19", Copenhagen, pp.120, 1989.

[19] *Dijagnostika i procena stanja betonskih konstrukcija* / Radonjanin, V. // DGIT Novog Sada, Stručni seminar, 1993., Novi Sad, str. 83-103.

[20] *Dijagnostka stanja industrijskih objekata* / Radonjanin, V., Malešev, M. // "Savremena građevinska praksa", Zbornik radova, DGITNS, 1997., Novi Sad, str. 105 - 123.

[21] *Durability of Building Materials and Components* / Proceedings of the Fifth International Conference, Brighton, 1990.

[22] *Durability of Concrete Structures* / CEB, State-of-the-art-report, CEB Task group "Duarbility, Lisabon, 1982.

[23] *Durability of Construction Materials* / RILEM, Proceedings of the Firsth International RILEM Congress "From Material Sciences to Construction Materials Engineering", Vol. 3, London, 1987.

[24] *Durable concrete repair - importance of compatibility and low shrinkage* / Decter, M. H., Keeley, C. // Construction and Building Materials, Volume 11, 1997., pp.267-273,

[25] *Effects of proper control survey on maintenance of concrete structures* / Radonjanin, V., Malešev, M., Folić, R. // Proceedings of the International Conference "Concrete and Concrete Structures", April 1998., Kosice, pp. 258 – 263.

[26] *Eletrochemical Repair* / CEI Journal "Concrete Engineering International", Vol. 3, No.5, June/July 1999., pp.51-61.

[27] *Extending the Life of Concrete Repairs* / Paul, J. H. // ACI Material Journal, Vol. 20, No.3, March 1998., pp.62-68,

[28] *Importance of Control Survey in Maintenance of Concrete Structures* / Folić, R., Radonjanin, V., Malešev, M. // INDIS & CIB W-63, Proceedings, Volume 2, 7th International Symposium, 1997., Novi Sad, pp. 219-228.

[29] *Materials for the repair and protection of concrete* / Robery, P., Shaw, J. // Construction and Building Materials, Volume 11, Issues 5-6, July 1997., pp. 275-281.

[30] *Naknadno ispitivanje armiranobetonskih konstrukcija* / Folić, R., Radonjanin, V. // Izgradnja, br.10/93, 1993., Beograd, str.18-28.

[31] *Nove tendencije u oblasti sanacije i zaštite betonskih konstrukcija* / Radonjanin, V., Malešev, M., Folić, P.//Deveti nacionalni i Treći međunardoni skup "INDIS 2003-Planiranje, projektovanje, građenje i obnova graditeljstva", N.Sad, 2003., Zbornik radova, str. 419-432.

[32] *Održavanje i sanacija konstrukcija*/Folić, R.//Materijali i konstrukcije 3-4, 2002., str. 41-53.

[33] *Održavanje i sanacija konstrukcija: Mogućnosti produženja eksploatacionog veka* / Pakvor, A. // Uvodni referat, Zbornik radova, JDGK, 2000, str. 121 – 132.

[34] *Performance properties of concrete repair materials* / Cabrera, J. G., Al-Hasan, A. S. // Journal "Construction and Building Materials ", Vol. 11, No. 5-6, 1997., pp.283-290.

[35] *Pregled, ocena stanja i sanacija građevinskih objekata* / Folić, R., Pavlović, P., Radonjanin, V., Malešev, M. // Konferencija "Savremena građevinska praksa 99", Novi Sad, str. 65-95.

[36] *Procena stanja i karakteristična oštećenja betonskih industrijskih objekata* / Folić, R., Radonjanin, V., Malešev, M. // DGIT Jugoslavije, Savetovanje "Ocena stanja, održavanje i sanacija objekata u građevinarstvu", Zbornik radova, 1999., str. 54-64.

[37] *Products and systems for the protection and repair of concrete structure*/Standard EN 1504.

[38] *Repair material properties for effective structural application* / Mangat, P. S., Limbachiya, M. K. // Cement and Concrete Research, Volume 27, Issue 4, April 1997., pp. 601-617.

[39] *Reparaturni malteri* / Muravljov, M., Radonjanin, V., Malešev, M. // Poglavlje u monografiji Specijalni betoni i malteri - svojstva, tehnologija, primena, Editor M. Muravljov, Građevinski fakultet - Beograd, 1999., str. 207-224.

[40] *Review of Concrete Damages Caused by Environment Action* / Folic, R., Radonjanin V., Malesev, M. // RILEM-IMEKO International Conference on "NDT and Experimental Stress Analysis of Concrete Structures, 1998., Košice, Slovakia, pp. 174-179.

[41] *Review of Destruction and Renewal of Some Important Structures in Novi Sad and its Vicinity* / Folić, R., Radonjanin, V., Malešev, M. // Invited paper, 9th International Simposium of MASE, 2001., Ohrid, pp. BP-5/1- BP-5/16.

[42] *Sanacija i zaštita betonskih konstrukcija u praksi* / Radonjanin, V., Malešev, M. // Plenarno predavanje, VIII simpozijum "Korozija i zaštita materijala u industriji i građevinarstvu", YUCORR, Tara, 2006, str. 91-105.

[43] *Savremeni materijali za saniranje betonskih konstrukcija* / Muravljov, M., Ačić. M. // Uvodni referat, Zbornik radova, JDGK, 2000, Vrnjačka Banja, str. 133 – 144.

[44] *Selecting Durable Repair Materials: Performance Criteria* / Emmons, P. H., Vaysburd, A. M., McDonald, J. E., Poston, R. W., Kesner, K. // ACI Material Journal, Vol. 22, No.3, March 2000., pp.38-47,

[45] *Setting New Standards in Concrete Repair* / Mahaffey, D. // Australian Concrete Construction, April 1999.

[46] *Standard Method of Measurement for Concrete Repair* / Concrete Repair Association, Second Edition, April 1997., pp. 53.

[47] *Strengthening Concrete Structures, Part II* / Emmons, P. H., Vaysburd, A. M., Thomas, J. // ACI Journal "Concrete International", April 1998., pp. 56-60.

[48] *Structural Repair - Corrosion Damage and Control* / ACI Seminar, American Concrete Institute, 1985., Detroit, pp. 232.

[49] *System concept in design and construction of durable concrete repairs* / Emmons, P. H., Vaysburd, A. M.//Journal "Construction and Building Materials", Vol. 10, 1996., pp. 69-75.

[50] *The Rout to the Successful Concrete Repair* / Concrete Repair Association, 2001, pp. 8.

[51] *Trajnost, procena stanja, sanacija i pojačavanje betonskih konstrukcija* / Folić, R. // DGKM Simpozijum, 1991., Ohrid, str. U.13/1-U.13/35.

[52] *Усиление железобетнних конструкции промишленних здании и соружении* / Onufriev, N. M. // Moskva, 1965., pp. 344.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Boško Stevanović[1], Čedo Andrić[2], Ivan Glišović[3], Krstan Laketić[4]

KONSTRUKCIJE OD LEPLJENOG LAMELIRANOG DRVETA U SRBIJI DANAS

Rezime:

Čovek koristi drvo od najstarijih vremena i ono je, pored kamena, dugi niz vekova bilo jedini materijal za građenje. Kvalitetna spojna sredstva, industrijska proizvodnja, velika otpornost na požar, laka i jednostavna montaža, nedvosmislena ekonomičnost, samo su neki od parametara koji utiču na uspešnu primenu savremenih drvenih konstrukcija. U radu je prikazan istorijski razvoj konstrukcija od lepljenog lameliranog drveta, stanje u ovoj oblasti u Srbiji danas, kao i primeri izvedenih objekata kod nas i u svetu.

Ključne reči: lepljeno lamelirano drvo, proizvodnja nosača, sportska dvorana.

GLUED LAMINATED TIMBER STRUCTURES IN SERBIA TODAY

Summary:

Man has been using wood from the earliest times and it has been, along with stone, the only building material for many centuries. Quality connectors, industrial fabrication, great resistance against fire, easy and simple assembly, unambiguous low cost, are only a few of the influencing factors of the successful application of contemporary timber structures. The historical development of glued laminated timber structures, stete of the art in this field in Srebia today, as well as examples of existing structures in our country and abroad, are represented in this paper.

Key words: glued laminated timber, fabrication of girders, sports arena.

[1] Vanr. prof., dr, dipl. inž. građ., Građevinski fakultet, Beograd.
[2] Dipl. inž. građ., PIRAMIDA, Sremska Mitrovica
[3] Asist., mr, dipl. inž. građ., Građevinski fakultet, Beograd.
[4] Dipl. inž. građ., PIRAMIDA, Sremska Mitrovica

1 UVOD

Drvo i kamen su od iskonskih vremena, vekovima pa i milenijumima, bili osnovni materijali za građenje. I danas, pored progresa i ostvarenih dostignuća u konstrukcijama od drugih materijala, u prvom redu od čelika i betona, drvene konstrukcije imaju svoje mesto u građenju najraznovrsnijih objekata.

Drvo je organski materijal zavisan od mnogih prirodnih faktora i kao takav je heterogen i sa potpunom anizotropijom. Međutim, u savremenoj tehnologiji građenja drvenih konstrukcija, zahvaljujući tekovinama struke i nauke, moguće je uspešno vladati svim njegovim mnogoznačnim svojstvima i "naterati" drvo, kao građevinski materijal, da "radi" i da se ponaša po želji graditelja. Sigurno je, da se drvo kao materijal može racionalno i svrsishodno koristiti u drvenim konstrukcijama, bilo da se radi o klasičnim ili savremenim drvenim konstrukcijama.

Drvene konstrukcije uopšte, a savremene lepljene lamelirane drvene konstrukcije posebno, u odnosu na konstrukcije od drugih građevinskih materijala, imaju svoje specifične konstrukcijske odlike i karakteristike, kao i komparativne prednosti, koje se zasnivaju na sledećim svojstvima i osobinama:

- velika čvrstoća drveta paralelno vlaknima, koja za pojedine vrste drveta premašuje čvrstoću betona na pritisak za marku MB 30. Mala zapreminsku masa (cca 600 kg/m^3) u odnosu na armirani beton (2500 kg/m^3) i čelik (7800 kg/m^3), posebno kod konstrukcija velikog raspona, gde je sopstvena težina najveće opterećenje, ukazuje na ekonomsku prednost konstrukcija od drveta u odnosu na beton i čelik. Sigurno je, da ekonomičnost primene jednog materijala zavisi i od mnogih drugih uslova, no, isto tako stoji, da ovaj parametar nedvosmisleno ukazuje na udeo sopstvene težine na veličinu napona, odnosno dimenzija preseka. Manja sopstvena težina konstrukcija od drveta neosporno utiče i na veličinu temelja;
- drvo je trajan i postojan materijal. Ova konstatacija je često negirana i od ljudi iz struke koji se bave drugim materijalima. Brojni su primeri koji idu u prilog ovom tvrđenju: postoje drveni mostovi, objekti izloženi najnepovoljnijim uticajima, koji do sada egzistiraju i više od 200 godina, na primer u Austriji, Švajcarskoj i južnoj Nemačkoj. Kao jedan od primera, koji idu u prilog trajnosti drveta, je deo temeljne konstrukcije na mostu Mehmed paše Sokolovića u Višegradu, ugrađen pre više od 400 godina (konstantno pod vodom) koji je i danas postojan i praktično neoštećen i uspešno služi svojoj svrsi;
- izuzetna otpornost drveta na agresivne uticaje, kao što su hemijska industrija, proizvodnja i skladištenje veštačkih đubriva, farme krava, svinja i dr., proizilazi iz činjenice da su drvo, kao i lepak, koji se koristi u lepljenim lameliranim konstrukcijama veoma otporni na kiseline i lužine. Ovo ima za posledicu da je u mnogim zemljama propisima uslovljeno da u objektima sa agresivnom sredinom konstrukcija mora biti isključivo drvena;
- velika otpornost na požar lepljenih lameliranih konstrukcija proizilazi iz odnosa male površine preseka u odnosu na masu, kao i iz činjenice da se pri sagorevanju drveta na površinskim delovima stvara ugljenisani sloj koji je izolator i štiti unutrašnje delove preseka od toplote, što značajno usporeva gorenje. Za razliku od nezaštićenog čelika ili betona lepljeno lamelirano drvo, u zavisnosti od dimenzija poprečnog perseka nosača, u požaru može da "izdrži" od 30 do 90 pa i više minuta;
- kratka i jednostavna montaža konstrukcija od lepljenog lameliranog drveta bazirana je na maloj težini i mogućnosti kompletne pripreme nosača (krojenje, bušenje, postavljanje elemenata za vezu i dr.) u fabrici;

- mogućnost relativno jednostavne demontaže konstrukcija i premeštanje na drugu lokaciju, obzirom da se sve veze, po pravilu, izvode mehničkim spojnim sredstvima (zavrtnjima ili trnovima) i kao takve se mogu demontirati;

- bogat repertoar oblikovanja formi nosača i same konstrukcije zasnovan na mogućnosti savijanja lamela prilikom izrade nosača, omogućuje realizaciju najrazličitijih arhitektonskih zahteva u pogledu oblika nosača i izgleda konstrukcije;

- izuzetna toplina koju drvo kao materijal ima, boravak i život ljudi u objektima sa konstrukcijom od drveta je udobniji i lepši, što utiče na njihovo ukupno raspoloženje i motivisanost za život i rad. Ovi efekti postižu se samom vidljivom konstrukcijom, dakle, bez dodatnog ulaganja u uređenje enterijera. Kod betonskih i čeličnih konstrukcija to nije slučaj, jer se one oblažu drugim materijalima ili farbaju, kako bi se, bar delimično, postigao sličan efekat.

Zahvaljujući gore navedenim osobinama, karakteristikama i specifičnim prednostima u odnosu na druge konstrukcije, lepljene lamelirabne drvene konstrukcije nalaze veliku primenu u najrazličitijim objektima. Funkcionalne mogućnosti koje arhitekturi pružaju konstrukcije od lepljenog lameliranog drveta su takve da se može smatrati da je drvo materijal za sva vremena. Elegancija forme, harmonija oblika i istinska toplina ambijenta objekata koji su napravljeni od drveta su najznačajniji faktori koji karakterišu drvo kao materijal ugrađen u jedan objekat.

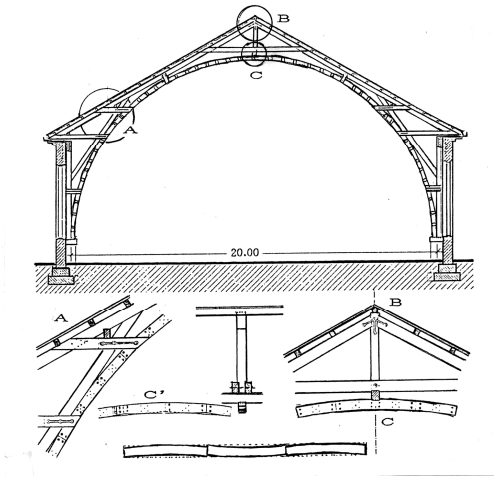
Raznovrsnost i fleksibilnost primene omogućavaju da se konstrukcije od lepljenog lameliranog drveta sreću u objektima najrazličitije namene, kao što su:

- javni i industrijski objekti: industrijske hale, skladišta, tržnice, garaže, prodajni saloni, sajamske hale, servisi i dr.;
- poljoprivredni objekti: farme krava, ovaca, svinja, skladišta đubriva, hangari za poljoprivredne mašine, staklenici i dr.;
- sportski objekti: plivački bazeni, tribine na stadionima, teniske dvorane, klizališta, sportske dvorane i dr.;
- mostovi: pešački, drumski, železnički i dr.;
- sakralni objekti: crkve, kapele i dr.

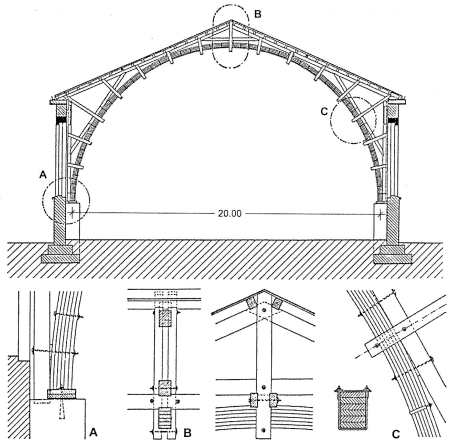
2 ISTORIJSKI RAZVOJ KONSTRUKCIJA OD LEPLJENOG LAMELIRANOG DRVETA

Intenzivni razvoj drvenih inženjerskih konstrukcija pada u vreme druge i treće decenije prošlog veka. Posebno u godinama posle Prvog svetskog rata kada dolazi do velike ekspanzije u građenju drvetom. Ovo je, pre svega, bilo posledica nestašice drugih građevinskih materijala, ali isto tako i posledica naglog razvoja naučno-istraživačkog i eksperimentalnog rada u oblasti drvenih konstrukcija. U poslednjih pedeset godina tendencija inženjerske upotrebe drveta u građevinarstvu je u stalnom porastu. Kako je građevinarstvo najveći potrošač kvalitetnog drveta, itraživački i i naučni rad za ekonomičnu upotrebu drveta u konstrukcijama dobija širom sveta poseban značaj. Intenzivno se radi na pronalaženju novih oblika konstrukcija, posebno spojnih sredstava, novih materijala izvedenih od drveta i proizvoda na bazi drveta (panel ploča, iverica, vlaknatica i dr.). Ovaj istraživački rad i danas je u Evropi, a posebno u Americi i Kanadi vrlo intenzivan. Moglo bi se reći da ovaj rad, po pravilu, nije više akademske prirode, nego je nužna posledica kretanje i razvoja društvenih potreba.

Što se, pak, tiče lepljenih lameliranh drvenih konstrukcija[5], kao jednom od najsavremenijih oblika upotrebe drveta u konstrukcijama, njihov početak datira još u XIX veku, kada je francuski pukovnik Emi, profesor na Vojnoj akademiji, 1828. godine napravio drveni luk raspona 20,0 m (slika 2), od tankih lamela, zakrivljenih i poprečno spojenih u celinu metalnim obujmicama i zavrtnjevima. Emi je praktično pošao od ideje Filibera Delormea koji je još 1561. god. napravio drveni luk od nasatice postavljenih dasaka (slika 1). Ovaj luk se u tehničkoj literaturi smatra pramodelom lepljenih lameliranih konstrukcija.



Slika 1 - Delormeov drveni luk raspona 20m (1561. god.)



Slika 2 - Drveni luk pukovnika Emija iz 1828. god.

[5] Postoje sigurne indikacije da se prvi tragovi lepljenih predmeta i lepljenog drveta javljaju još u Egiptu (cca 3000 god. pre n.e.). Ovu činjenicu potvrđuju mnogi arheolozi koji su pronašli autentične podatke o ovakvom načinu rada. Znanje lepljenja drveta kasnije se proširuje na grčku i rimsku civilizaciju. Za lepljenje drveta tada je korišćen proteinski lepak biljnog i životinjskog porekla.

Početkom XX veka švajcarac Oto Hercer iz Vejmara, iskoristio je sistem pukovnika Emija i upotrebio tanke lamele, međusobno ih spojio kazeinskim lepkom i praktično dobio homogeni nosač od lepljenog lameliranog drveta. Mnoge ovakve konstrukcije koje su izvedene još pre 1914. godine, bile su korišćene do 1950. godine, a neke, koje su bile zaštićene od vlage i truleži još i danas egzistiraju.

U Americi 1920. godine, u Čikagu, jedna od prvih primena lepljenog lameliranog drveta bila je u elemenatima rešetke. Pojasni štapovi rešetke bili su izrađeni od lameliranog drveta, a dijagonale od rezane građe. Ovaj popularni oblik drvene rešetke često se i danas koristi za raspone do 35m. Prva lamelirana lepljena konstrukcija koja je nagovestila novu epohu u istoriji građenja drvetom formirana je u Wisconsinu 1930. godine u američkom institutu "U.S. Forest Products Laboratory" primenom sintetičkih lepkova za spajanje drvenih dasaka (lamela).

U SSSR-u je prva lepljena lamelirana konstrukcija bila napravljena 1938. godine. Proizvodnja ovih konstrukcija, u to vreme, bila je pionirski rad i zahtevala je mnogo truda i vremena, bez posebne garancije kvaliteta. Ove konstrukcije nisu našle širu primenu sve do 1950. godine.

Period od 1930. do 1941. godine karakteriše primena lakih lepljenih lameliranih lučnih nosača za izgradnju farmi i drugih manje zanačajnih objekata. Do početka II svetskog rata proizvodnja i građenje lepljenim lameliranim drvetom nije tako značajno i svodi se na manje objekte.

Za vreme drugog svetskog rata zbog nedostatka čelika, zahtevi za drvenim konstrukcijama su naglo porasli i one se upotrebljavaju za vojne i industrijske objekte. Do tada primenjivane klasične drvene konstrukcije od masivnog drveta nisu mogle da zadovolje novonastale potrebe. Pojačana istraživanja u pravcu složenih drvenih preseka i mogućnosti lepljenja drveta dovela su do značajnih rezultata. Počinje uspešna primena lepkova koji su vodootporni i imaju odgovarajuće mehaničke karakteristike.

U Kanadi se 1941. godine izrađuju prve lepljene lamelirane konstrukcije u ratnim uslovima. Konstrukcije vojnih skladišta u blizini Toronta izvedene su lepljenih vezača dimenzija 8x35 inča (oko 20x89 cm) raspona 45 stopa (13,7 m). U Švajcarskoj u Bazelu je 1942. godine sagrađena izložbena hala raspona 45 m od lepljenog lameliranog drveta, što je u to vreme bio rekord.

Do punog zamaha u razvoju, proizvodnji i primeni konstruktivnih sistema od lepljenog lameliranog drveta dolazi tek pedesetih godina ovog veka, kada je hemijska industrija bila u mogućnosti da proizvede i ponudi tržištu kvalitetne lepkove od sintetičkih smola. Pronalazak lepkova na bazi rezorcin-formaldehida u Engleskoj 1947. godine, otvara nove mogućnosti primene lepljenih lameliranih konstrukcija u hemijski agresivnim i vlažnim sredinama. Razvojem tehnologije lepljanja i lepkova problem ograničenih dimenzija elemenata konstrukcija od drveta prestaje da postoji. Hemijska industrija je drvnoj industriji ponudila vrlo kvalitetne lepkove, uz čiju se pomoć danas mogu napraviti grede od drveta teorijski neograničene dužine i visine. Sa praktičnog stanovišta (obrada, transport, montaža i dr.) dužina nosača je ograničena na četrdesetak metara, a visina na dva do tri metra.

Ovakvi nosači, nosači od lapljenog lameliranog drveta, koji imaju odlike kvalitetnog masivnog materijala, sa mehničkim karakteristikama boljim od masivnog drveta i sa novim, mnogo većim dimenzijama, kako poprečnog preseka, tako i dužine, mogu se sa uspehom primenjivati pri realizaciji najrazličitije koncipiranih prostora u objektima raznovrsne namene o kojim je već bilo reči.

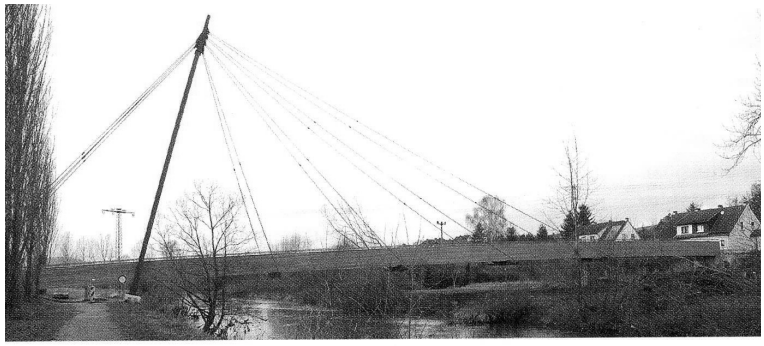
3 LEPLJENE LAMELIRANE KONSTRUKCIJE DANAS U SVETU

Kao što je već rečeno, pronalaskom kvalitetnih lepkova koji su omogućili proizvodnju nosača velikih raspona, lepljene lamelirane drvene konstrukcije dobijaju na značaju. Posebno posle II svetskog rata ove konstrukcije doživljavaju neviđenu ekspanziju. Danas, na primer, u Nemačkoj postoji oko 70 fabrika sa godišnjom proizvodnjom od oko 700 000 m^3, lepljenog drveta, u Francuskoj radi oko 50 fabrika sa godišnjom proizvodnjom oko 400 000 m^3, dok se u Americi proizvodi više od milion m^3 godišnje, itd.

Savremene drvene konstrukcije jednako dobro mogu se koristiti za sve vrste građevinskih objekata, kako u visokogradnji, tako i u niskogradnji. Ovde se, još jednom, posebno apostrofira bogat kvantum mogućih dizajna, oblika i sadržaj estetičkih kvaliteta najvišeg reda. Pored navedenog, postoje i velike mogućnosti oblikovanja, kako poprečnog preseka, tako i siluete konstrukcijskog elementa kao i primene najrazličitijih statičkih sistema i dispozicije ugrađenog materijala prema intenzitetima statičkih uticaja.

Kao ilustracija, ovde se daje jedan mali broj karakterističnih primera izvedenih objekata u svetu. Ovi primeri dovoljno dobro ilustruju šta se sve i kako, može napraviti od drveta.

Slika 3 - Skladište raspona 34 m, Salzburg, Austrija



Slika 4 - Viseći pešački most raspona 75m, Thuringen, Nemačka

Slika 5 - Pokriveni bazen raspona 20 m, Kelheim, Nemačka

Slika 6 - Prednapregnuta rebrasta ljuska. Dužina dijagonale 61 m, Dortmund, Nemačka

Slika 7 - Sportska dvorana prečnika 107 m, Utah, USA

Slika 8 - Most AS, dužine 122m, Norveška

Slika 9 - Izložbeni paviljon raspona 39m, Hannover, Nemačka

4 LEPLJENE LAMELIRANE KONSTRUKCIJE DANAS KOD NAS

Začetak savremenih drvenih konstrukcija na ovim prostorima datira od 60-tih godina prošlog veka. U bivšoj SFRJ industrijski kombinat "Krivaja" (Zavidovići), nešto kasnije Drvno-industrijski kombinat "Gaj" (Podravska Slatina) i "Hoja" - Predelava lesa (Ljubljana), smelo se hvataju industrijske proizvodnje savremenih drvenih lepljenih lameliranih konstrukcija. Oslanjanjući se uglavnom na inostrane propise (do 1985.), boreći se sa problemima koje ovakva proizvodnja traži (nedovoljno obučenim kadrovima, na primer), provodeći i određena istraživanja, ovi prozvođači su realizovali na prostorima Jugoslavije više hiljada savremenih drvenih konstrukcija. Mnogo toga je trebalo savladati, a posebnu teškoću predstavljala je činjenica, koja i danas stoji, da je orijentacija našeg građevinarstva ka materijalima kakvi su beton i čelik.

Sve postignuto u oblasti drvenih konstrukcija u periodu posle Drugog svetskog rata, a posebno za poslednjih 30-ak godina, sa skromnim kadrovima i relativno malom industrijskom produkcijom, odvijalo se u granicama Jugoslavije. Zahvaljujući objedinjavanju i zajedničkim snagama širom Jugoslavije, postignuti su uglavnom zadovoljavajući rezultati zapaženi i van njenih granica. Međutim, tokom 1991/92. godine, kao što je poznato, došlo je do burnih političkih vrenja, do dezintegracije države Jugoslavije. Ova zbivanja nepovoljno su se reperkutovala i na privredna kretanja, na građevinarstvo uopšte, a posebno na oblast drvenih konstrukcija. U zemlji Srbiji, ostao je mali broj poslenika kojima su drvo i drvene konstrukcije osnovna profesionalna preokupacija i ni jedan industrijski proizvođač savremenih drvenih konstrukcija. Organizacija industrijske proizvodnje zahtevala je određeno vreme i u mnogome zavisila, kako od političkih prilika, tako i od privrednih tokova.

Međutim, zahvaljujući ogromnom entuzijazmu, ljubavi prema drvetu, ali i uz velike finansijske izdatke, u Sremskoj Mitrovici je 2000. godine počela sa radom fabrika lepljenih lameliranih konstrukcija. Naime, Čedo Andrić, koji je nekad radio u fabrici "Gaj" u Podravskoj

Slatini, uspeo je da, sa grupom svojih prijatelja i poslovnih partnera, organizuje firmu "Piramida" koja se bavi projektovanjem i izvođenjem konstrukcija od lepljenog lameliranog drveta (slike 10 i 11).

Slika 10 - Deo proizvodnog pogona fabrike "PIRAMIDA" iz Sremske Mitrovice

Slika 11 - Deo proizvodnog pogona fabrike "PIRAMIDA" iz Sremske Mitrovice

Firma "Piramida" ima 40 zaposlenih radnika i inženjera koji sa uspehom projektuju i proizvode konstrukcije od lepljenog lameliranog drveta najrazličitijih oblika i namene. Godišnja proizvodnja nosača je oko 2500 m^3, a većina je postavljena na objektima u Srbiji. Međutim, deo proizvodnje se i izvozi, tako da je do sada izvezeno u Crnu Goru oko 400 m^3, u Bosnu oko 300 m^3, pa čak i u Francusku, oko 150 m^3.

Fabrika je opremljena savremenom linijom za podužno nastavljanje lamela i linijom za lepljenje nosača. Građa za proizvodnju nosača uglavnom se uvozi iz Austrije, obzirom da ova građa, u odnosu na građu iz Bosne i Slovenije, koja je ranije korišćena, ima bolji kvalitet, pravilniju geometriju, bolje je sušena pa se samim tim i racionalnije koristi, odnosno ima manje otpada. Za lepljenje dasaka prilikom izrade nosača koristi se lepak iz Švedske.

Inače, što se ostalih proizvođača sa prostora bivše Jugoslavije tiče, koliko je autorima ovog rada poznato "Gaj" iz Podravske Slatine je u stečaju, dok "Hoja" iz Ljublajne proizvodi oko 3500 m^3 nosača na godišnjem nivou.

Ilustracije radi, ovde se, na sledećim stranama, daju fotografije i osnovne karakteristike nekih objekata čija je konstrukcija od lepljenog lameliranog drveta proizvedena u fabrici "Piramida" u Sremskoj Mitrovici.

Slika 12 - Hala za male sportove u Arilju. Statički sistem: luk na tri zgloba raspona 30,35m. Površina objekta 1400 m^2

Slika 13 - Sportska dvorana u Grockoj. Statički sistem: luk na tri zgloba raspona 36,9 m

Slika 14 - Pešački mostovi preko bazena hotela Splendid u Bečićima. Mostovi su izrađeni od tikovine, a metalni vezni elementi su od nerđajućeg čelika. Raspon: 16,5m

Slika 15 - Hipermarket IDEA na vilinim vodama u Beogradu

Slika 16 - Sportska dvorana u Kragujevcu. Statički sistem: luk na tri zgloba raspona 35,0 m

Slika 17 - Nadstrešnica iznad Viminacijuma u Kostolcu. Prostorni sistem. Raspon po dijagonali: 40 m.

Slika 18 - Sportska hala u Novoj Varoši. Statički sistem: ram na tri zgloba raspona 28,0 m

Slika 19 - Krovna konstrukcija restorana u Novom Sadu u obliku okrenutog čamca. Raspon: 15m

Slika 20 - Prostorna krovna konstrukcija škole u Novom Sadu. Sistem Zolinger. Raspon 11m.

Slika 21 - Nadsteršnica u Bečićima. Raspon: 12 m.

Paralelno sa proizvodnjom nosača od lepljenog lameliranog drveta, odnosno izgradnjom objekata, u Srbiji se odvijaju i druge aktivnosti vezane drvo i drvene konstrukcije, kao što su, između ostalih:

- izrada tehničke regulative vezane za drvene konstrukcije;

- obrazovanje kadrova (majstora, tehničara, inženjera), koji će se baviti ili se bave drevnim konstrukcijama.

Što se tiče tehničke regulative, sada važeći propisi za drvene konstrukcije u obliku JUS standarda (U.DO.001, U.C9.200, U.C9.300, U.C9.400, U.C9.500), koji obuhvataju 522 člana "Tehničkih uslova za projektovanje i izvođenje drvenih konstrukcija" datiraju od 1985. godine. Poslednjih godina, saglasno tendenciji Evropske unije za uvođenjem jedinstvenih evropskih normi - Evrokodova i u Srbiji se čini napor da se važeća regulativa prilagodi evropskoj. Naime, Kabinet za drvene konstrukcije Građevinskog fakulteta u Beogradu, zajedno sa građevinskim fakultetima u Nišu i Novom Sadu, intenzivno radi na prevođenju i implementaciji Evokoda 5 (Proračun drvenih konstrukcija), koji je u Evropi usvojen još 2004. god.

Pored navedenog, na građevinskim fakultetima u Srbiji odvija se nastava iz Drvenih konstrukcija, gde postoji više predmeta na akademskim, master i dokrorskim studijama čiji su nastavni programi inovirani dostignućima struke i nauke u ovoj oblasti. Tako, na primer, na Građevinskom fakultetu u Beogradu se materija iz oblasti drvenih konstrukcija izučava u okviru više predmeta kao što su: Drvene i zidane konstrukcije, Drvene konstrukcije, oplate i skele, Lepljene lamelirane drvene konstrukcije, Sanacija, rekonstrukcija i održavanje drvenih i zidanih konstrukcija.

5 NEŠTO KAO ZAKLJUČAK*

Dosadašnja iskustva u radu sa drvetom ukazuju da nema materijala njemu sličnom, materijala koji omogućava stvaranje pogodnijih prostora u kojima žive i rade ljudi, u kojima se rekreiraju i zabavljaju, raduju i uživaju. Šume, ti prirodni i praktično besplatni darovi prirode, na čiji zov ljudski duh instiktivno odgovara savremenom tehnologijom građenja i tako stvara sebi svojstvene hramove. Kada konstrukteri i arhitekte počnu intenzivnije da koriste lepljene lamelirane konstrukcije, a treba, dobićemo objekte posebnih vrednosti, građevine koje će obeležiti svoje vreme. Neopoziva je istina da konstrukcije u kombnaciji darova prirode i čovekove intuicije formiraju vizuelno i konstrukcijski najmarkatnije objekte. Ne ruže čovekovu okolinu, deo su nje. Čovekovom intervencijom prirodno stvoreni materijali postaju plemenitiji, bogate čovekovu okolinu i ekološke prostore koji ga okružuju - u kojima iako majušan srećno i zadovoljno živi svoj kratki život.

6 LITERATURA

[1] *Drvene konstrukcije /* M. Gojković, D. Stojić//Grosknjiga, 1996, Beograd;

[2] *Razvoj kamenih i drvenih konstrukcija*/M. Gojković//Simpozijum "150 godina visokoškolske nastave u oblasti građevinarstva i geodezije", Građevinski fakultet i Građevinska knjiga, 1996, Beograd, str. 175-187;

[3] *Savremeni sistemi drvenih konstrukcija* / V. Kujundžić// Orion Art, 2004, Beograd;

[4] *Projektovanje i izvođenje konstrukcija od lepljenog lameliranog drveta*/ B. Stevanović, Č. Andrić// Savremena građevinska praksa, 2005, Novi Sad.

* Prof. dr Milan Gojković: "Razvoj kamenih i drvenih konstrukcija", referat sa Simpozijuma održanog povodom 150 godina visokoškolske nastave u oblasti građevinarstva i geodezije, Građevinski fakultet i Građevinska knjiga, Beograd, 1996.

SAOPŠTENJA

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Dragomir Lukić[1],Zdenko Hriberšek[2],Željko Ličina[3],Saša Mićić[4], Zoran Luković[5], Slavica Bjelica[6] Tatjana Stanić[7]

IZGRADNJA DRUMSKOG MOSTA PREKO REKE TISE U ADI

Rezime:

U radu je prikazana izgradnja i izvođački projekat novog drumskog mosta od km 0+652.44 do km 0+897.544, deonica:Petlja Ada na km 0+000 do km 1+490.32. Novi most je sistema grede sa lepezastim kosim zategama na dva polja, raspona 77.4+167.7=245.1m, otvorenog poprečnog preseka visine limenih nosača 2.0m, širine 11.0m, povećane visine u odnosu na postojeći presek, za 600mm. Armirano betonski pilonski stub se sastoji od stubnog platna, visine 14.74m i pilonskog stuba, visine 60.6m. Montaža mosta je izvedena naizmeničnom montažom i zavarivanjem segmenata konstrukcije od pilona levo i desno, pridržavanih glavnim i pomoćnim kablovima.

Ključne reči: most sa kosim kablovima, limeni nosač, pilonski stub

CONSTRUCTION OF ROAD BRIDGE OVER TISA RIVER IN ADA

Summary:

This paper deals with the construction and executive design of the new road bridge at km 0+652.44 do km 0+897.544, section:Petlja Ada na km 0+000 do km 1+490.32. New bridge is fan cable-stayed girder with two spans, 77.4+167.7=245.1m, open steel plated cross section, 2.0m height, 11.0m width, increased height 600mm to existing cross section. Reinforced concrete pylon is composed of massive column, height 14.74m and pylon pier, height 60.6m. Erection of bridge is executed by alternately assembling and welding of segments, left and right of pylon, hold by main and auxiliary cables.

Ključne reči: cable-stayed bridge, steel plated girder, pylon

[1]dipl.građ.inž., Tehnički Direktor, Inter-most, Terazije 41, Beograd
[2]dipl.građ.inž., Šef biroa za fundiranje, Inter-most, Terazije 41, Beograd
[3]dipl.građ.inž., Šef biroa za betonske konstrukcije, Inter-most, Terazije 41, Beograd
[4]dipl.građ.inž., Direktor gradnje i odgovorni rukovodilac radova, Inter-most, Terazije 41, Beograd
[5]dipl.građ.inž., Šef biroa za čelične konstrukcije, Inter-most, Terazije 41, Beograd
[6]dipl.građ.inž., Direktor Sektora za tehnologiju, Inter-most, Terazije 41, Beograd
[7]dipl.građ.inž., projektant Sektora za tehnologiju, Inter-most, Terazije 41, Beograd

1 OPŠTE

Radove na izgradnji mosta izvodi preduzeće „Inter-most“ iz Beograda , zajedno sa francuskim „Freyssinet“-om. Oba preduzeća posluju u sastavu francuske građevinske grupacije „VINCI“. Inter-most je izveo radove i uradio Glavni i Izvođački projekat sa svim potrebnim detaljima za izvođenje. Konstrukcija mosta je nedavno spojena i preostali su samo završni radovi na mostu.

U konstrukciju mosta je ugrađeno 67t kablova Freyssinet Y-1860, S 7-16, 320t nove čelične konstrukcije, S235JO i S335JO, i 644t postojeće konstrukcije starog mosta iz donacije. U šipove Ø1250mm, ukupne dužine 272m i Ø1500mm, dužine 340m, ugrađeno je 970m^3 betona MB 30. U tampon ispod naglavnice pilonskog stuba, debljine 2.5m, ugrađeno je 767m^3 betona MB 30. U naglavne grede šipova i „jastuk“ pilona, ukupne debljine 5m, 1370m^3, MB 30, obalne stubove 575m^3, MB 35, platno pilonskog stuba 975m^3, MB 35 i pilonski stub 710m^3, MB 40. Armature RA 400/500-2 je ugrađeno 630t. Ležišta mosta su Freyssinet Tetron CD, na pilonskom stubu nepokretna tip FX, a na obalnim stubovima pokretna tip GG i GL. Na obalnom stubu prema Adi, uz ležišta, ugrađene su i zatege. Dilatacije su Freyssinet CIPEC, tip Wd.

2 KRATAK OPIS KONSTRUKCIJE MOSTA

Ugrađeni kablovi su za mostove sa kosim užadima, tip „Freyssinet“, sa paralelnim užadima. Sve žice monokabla S 7-16 su smeštene u polietilensku cev. Na konstrukciji se nalazi sedam parova kablova, od koji je samo na oslonačkom ka Adi 4 kabla, po 33 monokabla. Jači kablovi su na strani prema većem rasponu, po 55 i 45 monokablova, a na strani prema Adi po 37 i 19 monokablova. Polietilenske cevi, na spoljašnjoj površini, imaju spiralne žljebove, koji služe za brzo odvođenje kišnih kapi sa površine, radi umanjenja uticaja vetra. U ovu svrhu ugrađeni su i specijalni damperi kablova. Na mestima ankerovanja kablova u glavne nosače mosta, ugrađena je tkzv,“antivandalizam“ cev, koja, kako joj i ime govori, štiti kablove od nepredviđenih situacija(sl.1).

Dodatna visina čeličnih limenih nosača je postignuta rebrima iste debljine kao postojeći, a flanša je debljine 30-50mm, od čelika S355JO. Na mestima unošenja sile iz kablova u konstrukciju, izvedena su ojačanja celokupnog poprečnog preseka, tako da je presek torziono ukrućen.

Pilon je fundiran na 20 šipova Ø1500mm, dužine 19.5m, od kojih je 2.5m u zaptivnom betonu zaštićeno čeličnim plaštom, zavarenim za armaturni koš. Na taj način su trajno zaštićeni šipovi na delu iznad kote dna. Visina pilona od kote dna je 82.90m. Nakon 2.5m tampon betona, nalazi se naglavna greda šipova, postavljena ekcentrično u odnosu na osu stuba da bi se ujednačile sile u šipovima za uticaje od stalnog opterećenja. Platno pilonskog stuba je hidraulički oblikovano. Do prečage, pilonski stub je pun poprečni presek, promenljivih dimenzija, a nakon toga konstantnog poprenog preseka. Pilonski stub je izveden sa odstupanjem od vertikale 10cm, prema Adi, da bi se, nakon nanošenja stalnog opterećenja doveo u vertikalu.

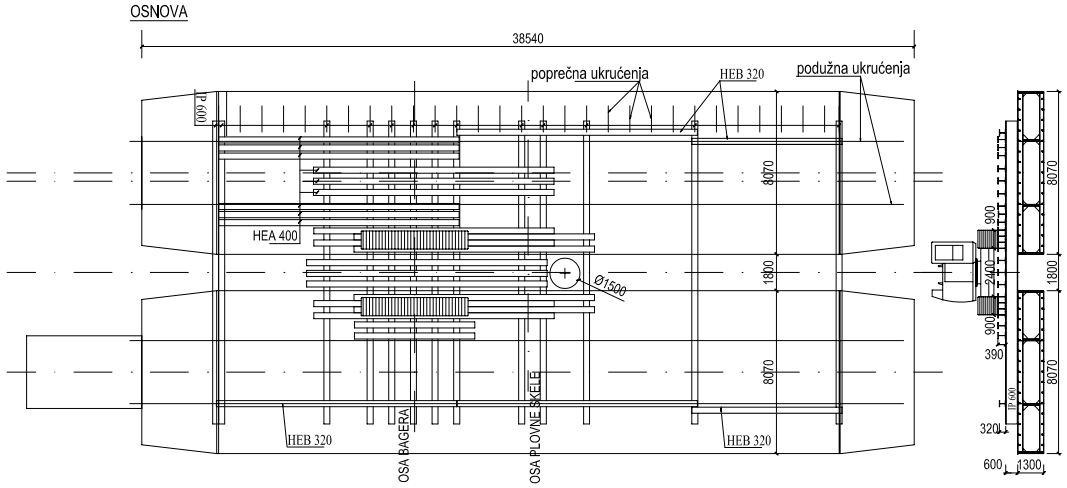
Usled neujednačenosti raspona, na ležištu stuba prema Adi se javljaju sile zatezanja, koje su prihvaćene čeličnom zategom, klatnom sa čepom, koje se sastoji od čeličnih limova ojačanih obraznim limovima(sl.2). Sidrenje u ležišnu gredu stuba se postiže pomoću čelične konstrukcije, sastavljene od profila i limova.

Slika 1 –Ankerni blok i „antivandalizam cev“

Slika 2 – Zatega na stubu prema Adi

3 RADOVI NA FUNDIRANJU

Rečni šipovi su izvedeni sa reke, sa prethodno formiranog katamarana(sl.3). U fazi izvođenja šipova, katamaran je bio ankerovan za obalu na dva mesta tkzv. „Grčkim jamama“ i usidren za dno sa 4 sidra. Bager sa lavirkom je bio postavljen na čeličnu konstrukciju između dva šlepera. Iskop je urađen pod zaštitom cevi, do projektovane kote. Nakon spuštanja armaturnog koša sa čeličnim plaštom, betoniranje je izvršeno kontraktorskim postupkom, do projektovane kote. Za potrebe betoniranja, sa Ađanske strane, postavljen je ponton, za pristup pumpe za beton.



Slika 3 – Katamaran i bager za izvođenje šipova

Nakon izvođenja šipova pobijene su talpe-priboj. Obzirom da je naglavnica šipova rečnog stuba pravougaone osnove, to je i izvedeni priboj pravougaone osnove, dimenzija 21.45m x 15.45m. Priboj se izvodio od talpi *Arcelor,* tip AU 2500, dužine L=16 m, sa jednim ramom sa razupiračima. Talpe su pobijene u tlo 5.0m. Izrada priboja odvijala se po sledećim fazama radova:

- I faza . . . . . Pobijanje talpi;
- II faza . . . . Izrada i montaža rama priboja;

- III faza . . . . Izvođenje tampon sloja betona;
- IV faza . . . Crpljenje vode iz temeljne jame.

Tampon sloj od podvodnog betona MB 30, debljine 2.5 m, izvodio se na samom rečnom dnu (kota 66.02 mnv), podvodnim betoniranjem. Ram na koti 76.00 mnv koncipiran je kao zatvorena pravougaona struktura sa krutim uglovima, osovinskih mera 20.5m x 14.5m, sa centralnim razupiračem i bočnim kosnicima.

Radi provere nosivosti šipova pilona izveden je test – šip na stubnom mestu S1, prema Adi.

4 RADOVI NA PILONU

Nakon crpljenja vode iz prostora oivičenog talpama, izvedena je naglavna greda šipova, sa „jastukom“. Formiran je ponton, koji je od sada, pa do kraja građenja, bio stalno vezan sa pilonskim stubom. Toranjski kran je postavljen na naglavnicu šipova. kako je visina pilona povećavana, i kran je podizan, uz fiksiranje za pilon.

Oplata je bila tipska, pomerljiva, fiksirana za prethodnu kampadu. Betoniranje pilona podeljeno je u 20 kampada. Zbog složene geometrije i nepomerljivosti tokom betoniranja oplatnih cevi kablova, predviđena je čelična konstrukcija, koja se preko svojih stubova oslanja na prethodni nastavak betoniranja i koja služi za fiksiranje cevi kablova u projektovan položaj, a to je pravac tangente na parabolu kablova. Ovaj ram je ankerima fiksiran za prethodni nastavak betoniranja, a oplatne cevi su zavarene za ram i geodetski snimljene. Posle betoniranja nije konstatovano pomeranje cevi iz projektovanog položaja.

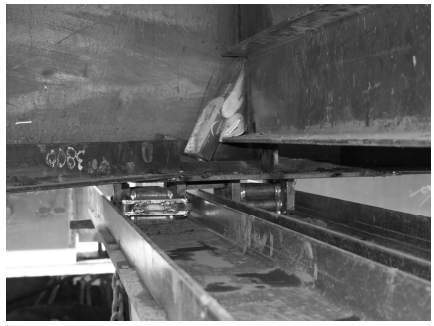
Da bi se prilikom izvođenja obezbedila tačnost geometrije pilona i, kao što je ranije pomenuto, preddeformacija u vrhu pilona od 10cm prema Adi, projektom su date, a na gradilištu očitavane, apsolutne koordinate u 16 tačaka poprečnog preseka, na svakom nastavku betoniranja.

Slika 4 – Betoniranje jedne od kampada pilona

5 MONTAŽA KONSTRUKCIJE I KABLOVA

Montažni komadi konstrukcije su pripremljeni na placu kod Bečejske prevodnice. Za potrebe fiksiranja i zavarivanja ojačanja pripremljen je poseban alat, kao i za pomeranje gotovih montažnih komada, slike 4 i 5.

Slika 4 – Alat za fiksiranje novog rebra

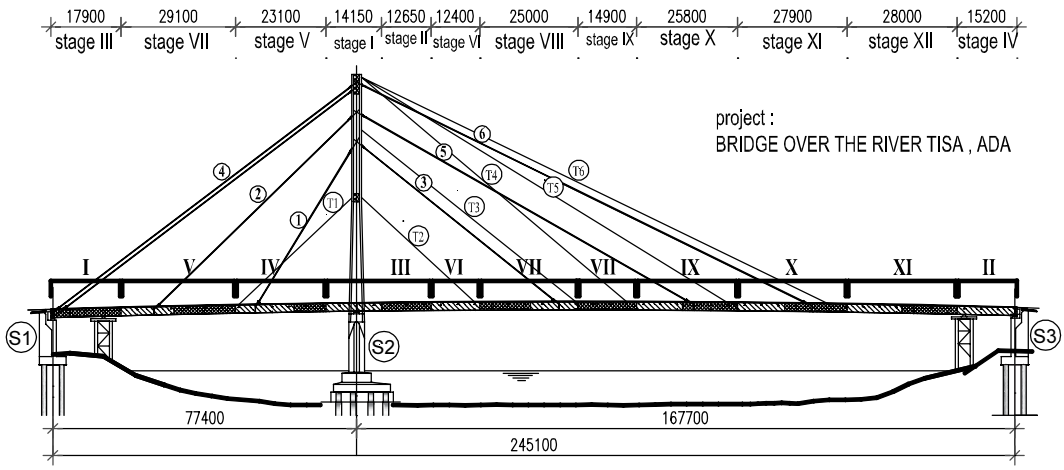


Slika 5 – Alat za pomeranje elemenata

Montažni komadi su bili teški oko 120t. Utovarani su na plovila, postavljena u kanal prevodnice širine 11m, odakle su transportovani rekom Tisom do gradilišta. Za montažu na gradilištu, angažovana je dizalica nosivosti 500t, koja je postavljena na plovilo, Timaran, formiran od nekoliko plovila, ukrućenih gredama. Krajnji komadi su postavljeni na obalne stubove i jarmove, a komad iznad stuba S2 je oslonjen na skelu naglavnice. Svaki sledeći komad je zavaren za prethodni. Nakon podizanja dizalicom sa plovila, komadi su specijalnim alatom oslonjeni na prethodni komad i pridržavani privremenim kablovima, za vreme zavarivanja(sl.6). Redosled montiranja komada, stalnih i privremenih kablova je dat na slici 7.

Slika 6 – Dizalica na Timaranu montira komad obešen o privremene kablove

Utezanje svakog kabla je započeto pomoću tkzv. „master“ monokabla silom koji se, pomoću specijalnog Freyssinet-ovog „ Isotension“ uređaja, određuje tako, da se nakon utezanja svih ostalih monokablova, dobije ista, projektovana, sila u svim monokablovima. „Master“ monokabl, u polietilenskoj cevi se podiže i uteže, a zatim se uvlače ostali kablovi, prema prethodno pripremljenoj šemi.



Slika 7 – Faze montaže segmenata čelične konstrukcije, pomoćnih i stalnih kablova

Montaža svakog sledećeg komada izaziva promenu sila u već montiranim kablovima. Za početnu silu u kablu (pretension) usvojena je sila usled sopstvene težine kabla. Sila u kablu usled uticaja sopstvene težine, za nepomerljive krajeve kabla se računa prema sledećoj formuli:

$$T_k = \sqrt[3]{\frac{E_c \times A_k}{24} \times g_k'^2 \times L_k^2}$$

gde je:

E_c – modul elastičnosti kabla (1.95 E8 kN/m^2)

A_k – površina poprečnog preseka kabla

g'_k – komponenta sopstvene težine kabla upravna na pravac kabla

L – dužina kabla

Ovako sračunate početne sile se u računskom modelu apliciraju kao „tension“ u kablovima. Kablovi u modelu se tretiraju kao „truss“ štapovi. Uticaj geometriske nelinearnosti kabla izražava se preko efektivnog modula kabla, koji se sračunava prema sledećoj formuli:

$$\bar{E} = \frac{E_c}{1 + \frac{1}{24}\left(g' \times L\right)^2 \times \frac{T + \bar{T}}{T^2 \times \bar{T}^2} \times E_c \times A_k}$$

gde je:

T – početna sila u kablu – iz prethodne faze

$\bar{T} = T + \Delta T$ – sila usled opterećenja u tekućoj fazi

U svakoj fazi montaže se iterativnim postupkom sračunava efektivni modul kabla.

6 ZAKLJUČAK

Celokupan posao preduzeće Inter-most je izvelo kvalitetno i u roku.

Tim izvođača i projektanata Inter-mosta, koji je učestvovao u izradi mosta, pored autora rada: Đorđe Denčić,dipl.inž.maš., Dejan Avramović, dipl.građ.inž.,Vladimir Novaković,dipl.inž.građ.,Tatjana Ercegovac,dipl.inž.građ, Ratko Kosanović,građ.teh.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Dragomir Lukić[1], Zoran Luković[2], Slavica Bjelica[3], Vladimir Novaković[4]

IZGRADNJA DRUMSKOG MOSTA PREKO REKE SAVE KOD SREMSKE RAČE NA PUTU M18 SREMSKA RAČA - BIJELJINA

Rezime:

U radu je prikazan projekat i izgradnja novog drumskog mosta na km 28+300.96 puta M18 Sremska Mitrovica–Bijeljina u sklopu projekta razdvajanja železničkog i drumskog saobraćaja na postojećem drumsko-železničkom mostu „Sremska Rača". Novi most je kontinualni čelični most na tri polja, raspona 125+150+125=400m, sandučastog poprečnog preseka visine 4.5m, širine 10.9m. Čelična konstrukcija mosta je kompletno zavarena. Oslanjanje novog mosta je na postojećim stubovima. Montaža mosta je izvedena podužnim prevlačenjem konstrukcije. Smanjenje raspona za fazu montaže izvedeno uz pomoć dva jarma u centralnom otvoru i tri jarma u bočnim rasponima.

Ključne reči: most, kontinualni nosač, zavarivanje, čelični sandučasti presek

CONSTRUCTION OF ROAD BRIDGE OVER SAVA RIVER IN SREMSKA RACA ROAD M18 SREMSKA RACA - BIJELJINA

Summary:

This paper deals with the design and construction of the new road bridge at km 28+300.96 of the roadway M18 Sremska Mitrovica–Bijeljina as a part of the Design of separating the railway and roadway traffic on the existing bridge „Sremska Rača". The new bridge was designed as a continuous steel box girder of three spans 125+150+125=400m, height 4.5m, width 10.9m. The whole steel structure is welded. The new bridge is to be supported by the existing piers. The steel box girder was erected by incremental launching method. During erection there were two temporary supports in the central span and three temporary supports in the side spans.

Ključne reči: bridge, continuous girder, welding, steel box girder

[1]dipl.građ.inž., Tehnički Direktor, Inter-most, Terazije 41, Beograd
[2]dipl.građ.inž., Šef biroa za čelične konstrukcije, Inter-most, Terazije 41, Beograd
[3]dipl.građ.inž., Direktor Sektora za tehnologiju, Inter-most, Terazije 41, Beograd
[4]dipl.građ.inž., Šef gradilišta, Inter-most, Terazije 41, Beograd

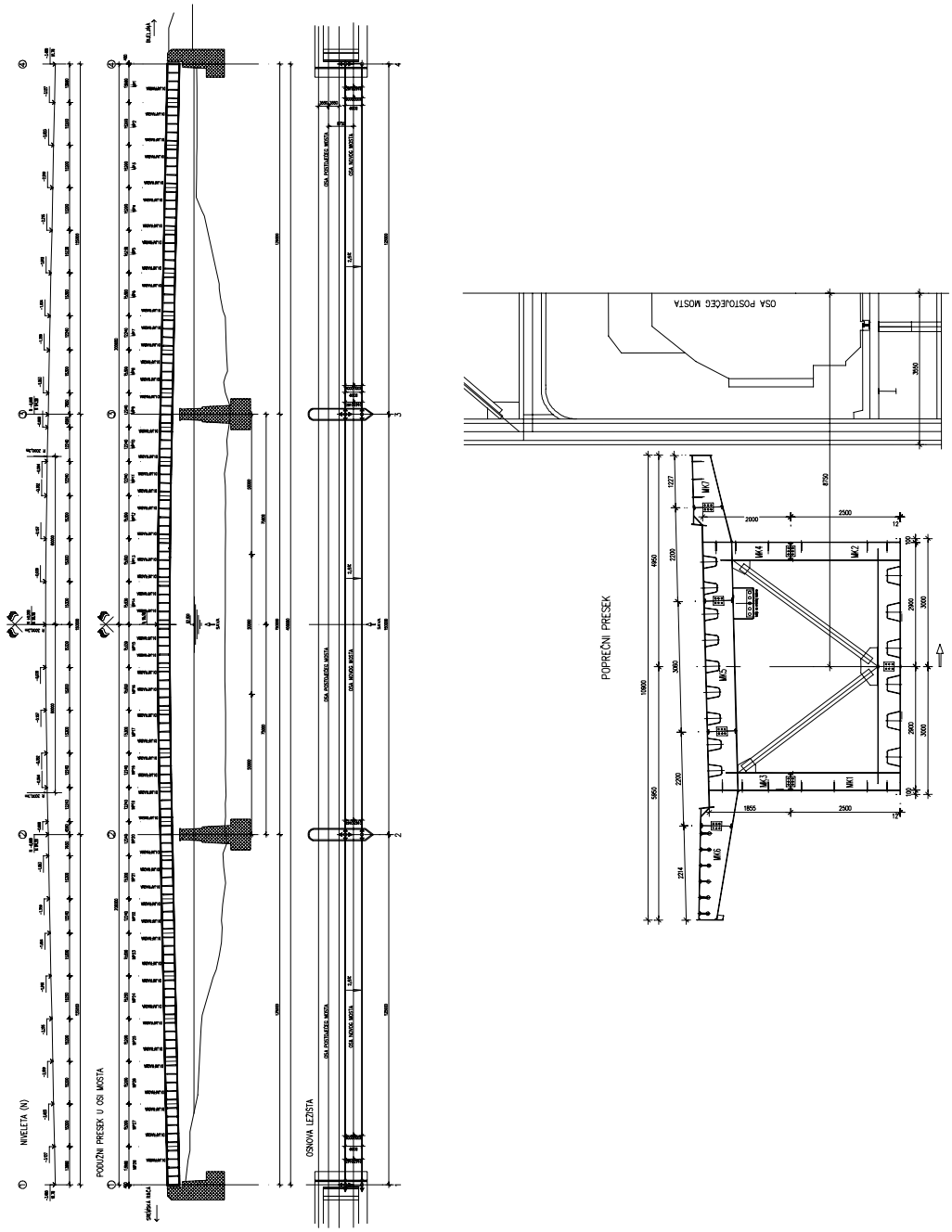
1 OPŠTE

Drumsko-železnički most „Sremska Rača“ se nalazi na jednokolosečnoj pruzi Šid-Bjeljina, odnosno na deonici magistralnog puta M18 Sremska Mitrovica-Bijeljina. Obzirom na otežan saobraćaj na mostu zbog isključivosti železničkog odnosno drumskog saobraćaja, kao i nedostatka potrebnog saobraćajnog profila za drumska vozila Saobraćajni Institut CIP je uradio projekat razdvajanja železničkog i drumskog saobraćaja, a u sklopu ovog projekta urađeni su Idejni i Glavni projekat novog mosta. Novi most je predviđen za drumski saobraćaj, dok će se postojeći most koristiti za želelznički saobraćaj. Prilikom izgradnje železničkog mosta stubovi su izgrađeni za eventualni drugi kolosek, tako da se novi most postavlja uzvodno, na 8.75m osovinski od postojećeg mosta i oslanja se na postojeće stubove. Odgovorni projektant Idejnog projekta je Siniša Mihajlović, dipl.građ.inž., a Glavnog projekta Aleksandar Bojović, dipl.građ.inž. i Dimitrije Aleksić, dipl.građ.inž. za čeličnu konstrukciju, a Nenad Jakovljević, dipl.građ.inž.za betonsku konstrukciju. JP „Putevi Srbije“ su raspisali tender za izgradnju mosta na kome je, kao najbolji ponuđač, izabran joint venture Inter-most – Freyssinet. Inter-most je uradio Izvođački projekat sa svim potrebnim detaljima za izradu konstrukcije u radionici i montažu na gradilištu. Odgovorni projektanti su autori ovog rada.

2 KONSTRUKCIJA MOSTA

Novi drumski most je projektovan kao čelična konstrukcija sandučastog poprečnog preseka sa ortotropnom pločom, konstantne visine od 4.5m, koji se oslanja na postojeće stubove. Statički sistem mosta je kontinulalni nosač na tri polja 125+150+125=400m. Na mostu će biti dve saobraćajne trake 2x3.0m, dve ivične trake 2x0.30m, zaštitni pojas sa dve elastične ograde 2x0.50m i jednom pešačkom stazom sa uzvodne strane mosta i jednom revizionom stazom. Širina mosta je ukupno 10.90m. Kolovoz na mostu je u jednostanom poprečnom nagibu od 2.5%, dok je na pešačkoj i revizionoj stazi nagib 2.0% prema kolovozu. U podužnom pravcu most je u nagibu od 2%. U sredini mosta konstrukcija je zaobljena vertikalnom krivinom R30000 na dužini od 120m.

Glavni nosač je sandučastog poprečnog preseka, razmak vertikalnih limova je 5800mm, visina je konstantna i iznosi 4500mm za viši, odnosno 4355mm za niži vertikalni lim. Kolovozna konstrukcija ispod kolovoza je ortotropna ploča debljine $\geq$14mm, sa trapeznim ukrućenjima koji su formirani od lima 300 x 306 x 8 mm. Kolovozna konstrukcija ispod pešačke i revizione staze je ortotropna ploča debljine 10 mm, sa limenim ukrućenjima 200x14 mm na razmaku od 375mm na pešačkoj stazi i 416 na revizionoj stazi. Donji pojas je širine 6000mm, debljine od 12-35mm, sa trapeznim ukrućenjima formiranim od lima 300 x 8 mm. Vertikalni lim je debljine uglavnom 12mm, sa ojačanjima u zoni oslonaca na 16 mm. Ukrućenja vertikalnog lima su limena 180x14, postavljena na razmaku maksimalno 750mm. Poprečni ramovi su T-preseka i postavljeni su na razmaku od 3060 (3040)mm. Na 3-4 polja postavlja se uz poprečni ram i vertikalni spreg od dijagonala (u svakom montažnom polju po dva). Na mestima oslonaca postavljaju se jake oslonačke dijafragme od punog lima debljine 20mm sa ojačanjima u zoni stalnih i privremenih oslonaca.



Slika 1 - Dispozicija mosta

Materijal za čeličnu konstrukciju mosta je S355J2G3 prema JUS EN 10025: 2003. Ukupna težina čelične konstrukcije mosta je 2042 tone.

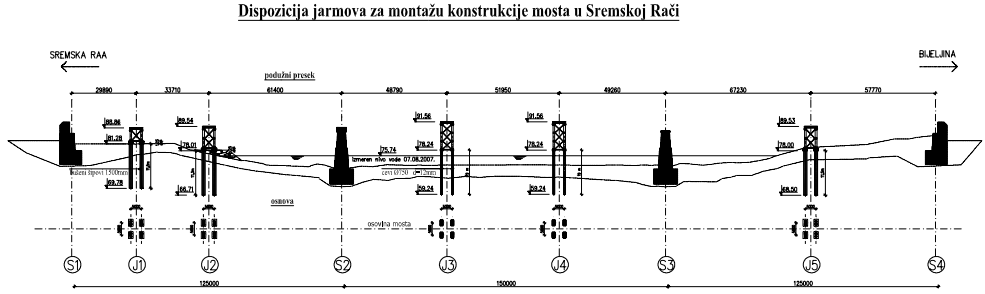
Antikoroziona zaštita izvodi se prema JUS ISO 12944-1 do 8, vek trajanja dugi, više od 15 godina. Usvajeni sistem antikorozione zaštite je na bazi epoksidnih i poliuretanskih smola. Stepen pripreme, kao i kategorija korozivnosti zavise od položaja površine čelične konstrukcije u mostu. Ivičnjaci na mostu su kategorije korozivnosti C-5M, ograda mosta C-5I, spoljna konstrukcija mosta C3, unutrašnjost sanduka C2.

Usvojena hidrozolacija na mostu je na bazi metil metakrilata.

Usvojena ležišta su neotopf u zavisnosti od veličina reakcija. Nepokretan oslonac je na desnoj obali na strani Bijeljine (Bosna i Hercegovina).

U fazi izrade Izvođačkog projekta izvršene su određene izmene u odnosu na Glavni projekat sa kojim se složio odgovorni projektant. Poprečni presek mosta se formira od 7 montažnih komada. Prvobitnim planom montaže predviđena je montaža mosta sa obe strane reke i spajanje u sredini glavnog raspona. Iz tog razloga usvojeno je 28 montažnih polja, dok je glavnim projektom bilo predviđeno 27 montažnih polja. Zbog administrativnih problema formiranja gradilišta na teritoriji druge države (desna obala pripada Bosni i Hercegovini), odlučeno je da se kompletna konstrukcija montira na levoj obali Save (Srbija). Glavnim projektom montažni spojevi su predviđeni da se rade VV vijcima, dok je Izvođačkim projektom predviđeno da se i spojevi na montaži rade kao zavareni. U tom smislu naročita pažnja je posvećena redosledu i tehnologiji zavarivanja, kako bi se deformacije od zavarivanja svele na najmanju moguću meru. Sa spoljne strane mosta postavlja se čeona maska koja je prepuštena sa donje strane za 130mm (čeona maska nije predviđena Glavnim projektom). Oblik poprečnih ramova je prilagođen usvojenom načinu montaže i ojačan na mestima privremenih oslanjanja konstrukcije.

3 MONTAŽA MOSTA



Slika 2 – Dispozicija jarmova

Montaža čelične konstrukcije mosta se obavlja sa strane Sremske Rače. Na obali iza stuba S1 formira se plac za ukrupnjavanje konstrukcije. Veličina placa je tolika da mogu da se jednovremeno montiraju tri montažna polja, a četvrto polje se može istovariti. Kada se montiraju tri polja, konstrukcija se spaja sa već namontiranim delom, a zatim se vrši prevlačenje kompletne konstrukcije i potiskivanje ka strani Bjeljine.

U podužnom pravcu čelična konstrukcija ima ukupno 28 montažnih polja dužine 12.2 i 15.3m.

Izrada čelične konstrukcije sa probnom montažom obavlja se u fabrici Fakom Skoplje (Makedonija). Transport konstrukcije na gradilište obavlja se vozom do mosta, gde se uz pomoć portalnog krana nosivosti 20t na rasponu L=20m obavlja istovar montažnih komada. Za podizanje sitnijih tereta koji su van radnog prostora portalne dizalice koristi se toranjski kran koji je postavljen pored stuba S1.

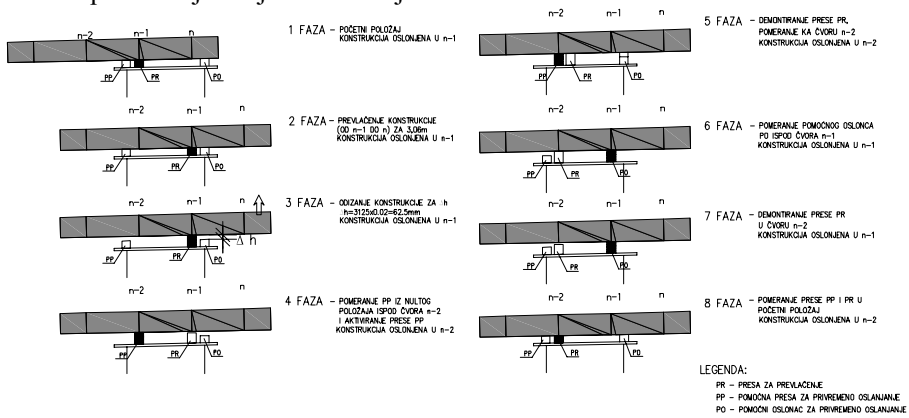
Ukrupnjavanje konstrukcije počinje tako što se prvo formira poprečni presek mosta (svako montažno polje se sastoji od 7 montažnih komada), a zatim se vrši spajanje sa već namontiranom konstrukcijom. Ovako formirana konstrukcija oslanjena je na privremene oslonce-prese nosivosti 400t, koje su oslonjene na staze za prevlačenje.

Prevlačenje konstrukcije se vrši uz pomoć pojedinačnih kablova 2(4)Φ15.2. Da bi se konstrukcija pomerila ovim kablovima potrebno je da koeficijent trenja između privremenog oslonca mosta i staze za prevlačenje bude nizak. Ovo se postiže time što presa sa donje strane ima teflonski umetak, a staza za prevlačenje (formirana od tri valjana profila) sa gornje strane ima zavaren prohromski lim. Očekivani koeficijent trenja između teflona i prohromskog lima je 2-3%, a maksimalni oko 6%.

Slika 4 – Staza za prevlačenjei poprečni presek mosta

Na kraj namontiranog dela, postavlja se alat na koji se sa obe strane simetrično, u ravni donjeg pojasa, postavlja fiksna kotva pojedinačnog kabla Φ15.2. Aktivna kotva je vezana za ankerni blok obalnog stuba. Unošenjem sile u kabl savlađuje se koeficijent trenja i konstrukcija zajedno sa presom klizi po stazi za prevlačenje. Prevlačenje konstrukcije se obavlja u fazama od po 3060mm, što je ujedno i razmak poprečnih ramova. Konstrukcija se uvek gura horizontalno, oslanjanje je iznad poprečnih nosača, koji su lokalno ojačani da prime te uticaje. Na kraju svake faze se vrši odizanje konstrukcije za vrednost od 2% jer je to definitivni podužni nagib konstrukcije. Na kraju

ɛdne faze konstrukcija je pomerena za 3060mm horizontalno i 61.2mm vertikalno. Sematski rikaz jedne faze prevlačenja dat je na sledećoj skici:



Slika 3 –Shema prevlačenja konstrukcije

Radi smanjenja uticaja u čeličnoj konstrukciji u polju S1-S2 i S2-S3 postavljaju se po dva rivremena oslonca, a u polju S3-S4 jedan. Privremeni oslonci se postavljaju na jarmove. Na vrhu ɪrma su po dva klizača, podužno, ispod vertikalnog lima glavnog nosača, koji se oslanjaju na oprečne nosače, a ovi na cevi jarma. Svaki jaram je formiran od 4x2 cevi Φ750, koje su ɪeđusobno povezane spregovima od U profila. Jarmovi J1, J2 i J5, u krajnjim poljima, su ɪndirani na po četiri bušena šipa Φ1500mm, dužine oko 11.5m, dok su jarmovi u srednjem polju ɪndirani na šipovima od 2x4 čeličnih cevi Φ750, dužine oko 19m.

Da bi se sprečilo horizontalno pomeranje vrhova jarmova J3 i J4, u srednjem polju mosta redviđeno je povezivanje vrhova jarmova sa srednjim stubom S2. Povezivanje se obavlja u nivou lizača sa po dva kabla Φ15.2. U kablove treba uneti početnu silu od 2-3t, toliko da se aktiviraju otve.

Konstrukcija u toku montaže prolazi kroz različita naponska stanja, ali su na kraju montaže ticaji od sopstvene težine jednaki uticajima u kontinualnom nosaču na tri polja. Uticaji koji se ɪvljaju u fazi montaže nisu merodavni za dimenzionisanje konstrukcije, osim što su svi poprečni osači u zoni oslanjanja ojačani lokalno.

Nadvišenje konstrukcije je urađeno za stalno opterećenje i deo pokretnog opterećenja.

ZAKLJUČAK

Kompletnu čeličnu konstrukciju je isporučilo preduzeće Fakom AD Skoplje, Makedonija.

Projektantski tim Inter-mosta, koji je učestvovao u izradi projekta pored autora rada: Tatjana tanić, dipl.građ.inž., Dara Keckarovski, dipl.građ.inž., Zoran Gajić, dipl.građ.inž., Tatjana rcegovac, dipl.građ.inž., Milica Mihajlović, građ.teh.

Odgovorni izvođač radova: Dragan Milošević, dipl.građ.inž. Tim Inter-mosta na gradilištu: laža Dutina, dipl.građ.inž., Djordje Denčić, dipl.maš.inž., Dejan Avramović, dipl.građ.inž.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Duško Bobera [1]

PROJEKTOVANJE I IZVOĐENJE MOSTA ”RAKONJE”, BIJELO POLJE, CRNA GORA

Rezime:

U radu je prikazano projektovanje i izvođenje mosta ”Rakonje” u Bijelom Polju, Crna Gora. Sa svojim centralnim rasponom od 70.0m predstavlja most sa najvećim rasponom koji je izgrađen u poslednjih nekoliko godina u regionu. Ovaj most predstavlja svojevrstan projektantski i građevinski poduhvat, jer je upotrebljena kombinacija slobodne konzolne gradnje i klasične gradnje na skeli. Iako je kruta veza između stubova i grede osnovni postulat slobodne konzolne gradnje, ovde je primenjena zglobna veza zbog specifičnih uslova na lokaciji mosta. Posebna pažnja je posvećena dugotrajnim deformacijama.

Ključne reči: konzolno građenje, kablovi, reologija betona, ugibi

DESIGN AND CONSTRUCTION OF ”RAKONJE” BRIDGE, BIJELO POLJE, MONTENEGRO

Summary:

The design and the construction of “Rakonje” Bridge in Bijelo Polje in Montenegro are shown in the article. The bridge span of 70 m is the biggest span built in the region in the last couple of years. The design and the construction of this bridge is an especial design and construction achievement because of combination of free cantilever method and the construction on falsework. Although the restrained connection between girder and piers is a postulate for free cantilever construction, joint connection is used in accordance with the specific conditions on the bridge site. Long term deformation is threaded with special caution.

Key words: cantilever construction, tendons, rheology of concrete, deflections

[1] Duško Bobera, dipl.ing.građ., vodeći projektant, “DB Inženjering”, Beograd

1 UVOD

Most 'Rakonje' se nalazi na budućoj obilaznici oko Bijelog Polja, Crna Gora, na magistralnom putu M-21. Izgradnjom ovog mosta i nakon završetka izgradnje obilaznice oko Bijelog Polja doći će do saobraćajnog rasterećenja samog grada Bijelo Polje, a kompletan tranzitni saobraćaj će biti preusmeren na ovu obilaznicu i samim tim na most "Rakonje".

Izvođenje mostova relativno velikih raspona spada među najzahtevnije inženjerske građevine. Osiguravanje globalne i lokalne stabilnosti takvih mostova u fazi eksploatacije, a posebno u nakritičnijoj fazi – fazi gradnje predstavlja kako za projektanta tako i za izvođača veliki izazov. Most "Rakonje" je unikatna konstrukcija sa inovativnim rešenjima u konstruktivnom i izvođačkom smislu, i sa svojim centralnim rasponom od 70.0m je trenutno most sa najvećim rasponom u regionu izgrađen u poslednjih nekoliko godina.

Posebnost ovog mosta je i tehnologija izvođenja, tj. kombinacija slobodne konzolne gradnje u centralnom rasponu i klasične gradnje na skeli na obalnim poljima.

Projekat je izradio Biro za inženjering i projektovanje "DB Inženjering" iz Beograda, odgovorni projektant je Duško Bobera, dipl.ing.građ., a radove su izveli "Putevi" a.d. iz Užica.

Most je svečano otvoren za saobraćaj 12. jula 2008. god.

2 OPIS OBJEKTA

2.1 SAOBRAĆAJNI USLOVI

Horizontalno je most u blagoj 'S' krivini. Prvo polje je u prelaznici (A=126.49), centralni raspon je u pravcu i treće polje je u prelaznici (A=89.44). Vertikalno je most u pravcu i u konstantnom usponu od 0.63%.

2.2 GEOLOŠKO-GEOMEHANIČKI USLOVI

Teren na kom je predviđeno fundiranje mosta je vrlo homogenog stenskog sastava, pa je zato predviđeno plitko fundiranje mosta na sva 4 stubna mesta.

2.3 DISPOZICIJA MOSTA

Dispozicija mosta je postavljena tako da se uklopi u lokaciju buduće obilaznice oko Bijelog Polja i da na najelegantniji način sa svoja 3 polja premosti reku Lim.

Poprečni nagib na početku mosta je 2.50%, a nakon vitoperenja na kraju mosta je -5.00%. Geometrija samog mosta je usklađena sa glavnim projektom magistrale, buduće obilaznice oko Bijelog Polja. Zona mosta obuhvata međupravac i delove prelaznih krivina ispred i iza tako da čini složen geometrijski oblik u osnovi i po visini. Ugao ukrštaja mosta i reke Lim je 33^{o}.

Poprečni presek sačinjava monolitni kontinuirani AB nosač, sandučastog poprečnog preseka, sa promenjivom visinom od 4.00m iznad srednjih stubova i 2.00m na krajevima i u sredini centralnog raspona. Sa svake strane sandučastog poprečnog preseka nalaze se konzole dužine 2.40m i promenjive visine od 48cm u uklještenju do 22cm na krajevima.

Širina glavnog nosača je promenjiva i iznosi od 5.00m iznad stubova do 5.40m na krajevima i u sredini centralnog raspona. Debljina rebara je konstantna i iznosi 45cm. Nagib rebara je konstantan.

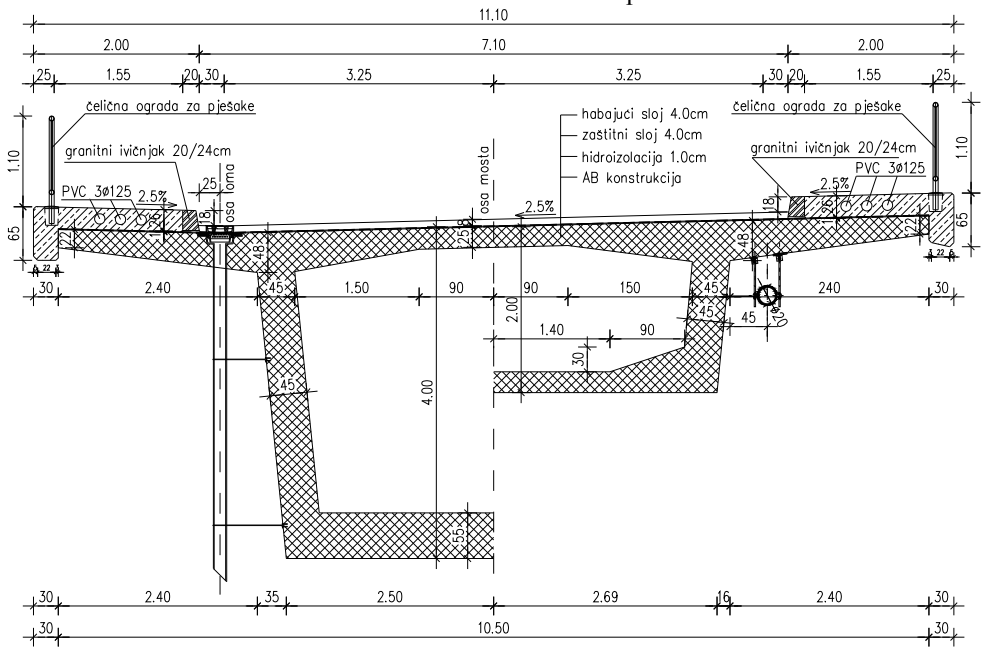
Površina mosta je 1567.32 m2.

2.3.1 Karakteristični poprečni presek mosta

Ukupna širina rasponske konstrukcije je 11.10m i sastoji se od:

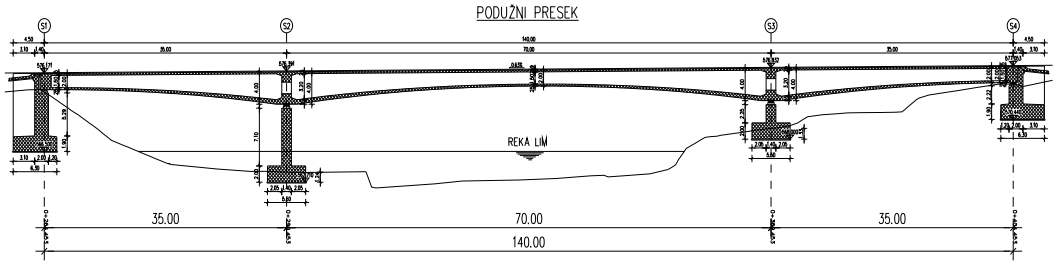
- odstojanje od ograde do ivice 2 x 0.25 = 0.50 m
- pešačke staze 2 x 1.75 = 3.50 m
- ivične trake 2 x 0.30 = 0.60 m
- kolovoz 2 x 3.25 = 6.50 m

ukupno: 11.10 m



Slika 1 – Karakteritični poprečni presek

U podužnom smislu rasponska konstrukcija predstavlja kontinuirani AB prednapregnuti okvir na 3 polja dužine L=35.0+70.0+35.0=140.0m. Na obalnim stubovima su ugrađene dilatacije D160 na stubu S1 i D20 na stubu S4, koje konstrukciju mosta odvajaju od trupa puta.



Slika 2 – Podužni presek mosta

2.3.2 Određivanje optimalnog oblika linije intradosa

Do danas su razvijeni različiti postupci za optimalno oblikovanje ose svoda, pri čemu su korišćene različite funkcije, od kvadratne parabole, do vrlo složenih logaritamskih funkcija, a konačan oblik dobija se najčešće brojnim numeričkim proverama, po principu linije pritisaka.

Funkcija po kojoj se vrši promena visine glavnog nosača mosta "Rakonje" u podužnom smislu je katenoida, koja na optimalan način oblikuje liniju intradosa.

Jednačina intradosa je sledećeg oblika:

$$y = \frac{f}{m-1}(ch\,\xi\,k - 1) \tag{1}$$

gde je:

$m = \frac{g_k}{g_s}$ (odnos težine luka na kraju i u sredini),

$\xi = \frac{x}{l/2}$,

$k = Arch\, m$

Ova funkcija je u stvari modifikacija kvadratne parabole i predstavlja jednu složenu matematičku funkciju koja se, po mišljenju autora, na najbolji mogući način prilagođava podužno promenljivoj sopstvenoj težini glavnog nosača i istovremeno stvara vrlo povoljan estetski utisak.

3 STATIČKA I DINAMIČKA ANALIZA KONSTRUKCIJE

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

Konstrukcija je analizirana kao prostorni (3D) integralni model. Modelirana je kao okvirna prednapregnuta AB konstrukcija na 3 polja. 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. Dobro je poznato, da je i najtačnija analiza sa specijalnim i skupim programima, tačna samo onoliko koliko su tačni parametri sa kojima se ulazi u program.

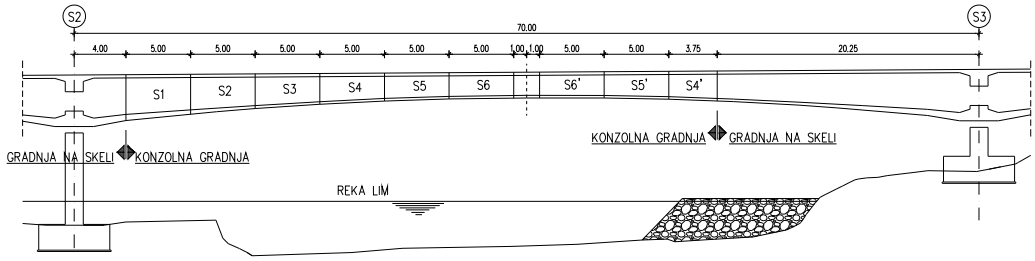
Zbog specifičnosti tehnologije slobodne konzolne gradnje mostova, jedan od glavnih problema su dugotrajne deformacije. Činjenica je da je na većini tako sagrađenih mostova kroz proteklih pola veka uočena velika razlika između računskih i kasnije izmerenih ugiba. Upravo zbog toga je posebna pažnja posvećena proračunu deformacija mosta u svim fazama, a posebno u najkritičnijoj fazi – fazi izvođenja. Uzimanje u obzir svih reoloških karakteristika materijala zahtevalo je izuzetno složenu statičku i dinamičku analizu konstrukcije. U svakoj gore pomenutoj fazi se istovremeno vršila i kontrola napona u svim interesantnim presecima.

4 TEHNOLOGIJA GRADNJE

Temelji sva 4 stuba su izvedeni plitko, na klasičan način sa mašinskim iskopom temeljnih jama. Izgradnja srednjih stubova S2 i S3 u koritu reke je izvedena pri niskom vodostaju reke Lim, bez posebne zaštite. Dno temelja je ukopano min. 1.50m u stensku masu.

Gornji delovi stubova su izvedeni na klasičan način, pomoću klizne oplate.

Zbog relativno male visine nivelete u odnosu na teren na obalnim poljima i nemogućnosti slobodnog konzolnog taktiranja, gornji deo rasponske konstrukcije je na obalnim poljima izveden klasično na skeli, a centralni raspon od 70.0m je izveden slobodnom konzolnom gradnjom, betoniranjem *in situ*. Dužine segmenata su bile 5.00m (sl.3). Na baznim segmentima iznad srednjih stubova su montirane sa svake strane po jedna pomična skela – "krletka", težine cca 70 tona, koja je služila za izradu sledećih segmenata konzolnim napredovanjem.

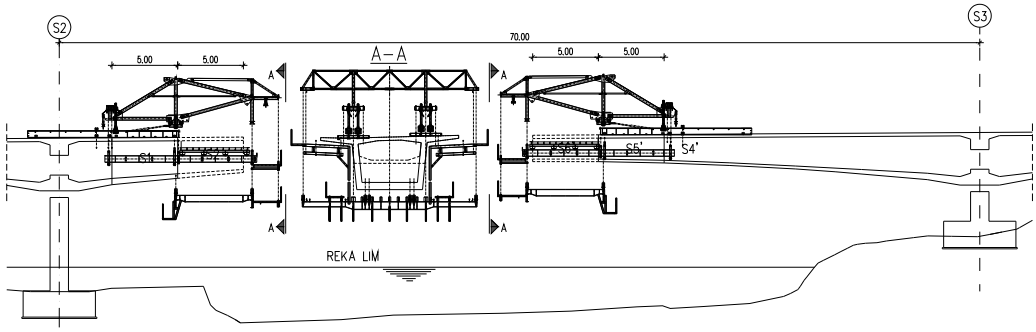


Slika 3 – Faze gradnje u centralnom rasponu

Prvo su se betonirali delovi glavnog nosača iznad srednjih stubova, nakon toga se betonirao glavni nosač u obalnim poljima, a tek onda centralni raspon slobodnom konzolnom gradnjom (sl.4), idući istovremeno ka sredini mosta i simetrično sa obe strane mosta.

Segmenti su se izvodili simetrično i istovremeno sa obe strane mosta, ka sredini centralnog raspona (sl.5). Izrada svakog segmenta je trajala 7 dana. Na kraju se na sredini centralnog raspona izveo završni, 7. spojni segment dužine 2.00m (sl.6). Prednaprezanje kablova tokom konzolnog postupka je bilo treći dan nakon betoniranja pojedinog segmenta, a u svemu prema protokolu prednaprezanja. Upotrebljene su kotve sistema za prednaprezanje SPB Super, izrađene u IMS-u, Beograd.

Betoniranje glavnog nosača se vršilo u 2 faze. U prvoj fazi se betonirala donja ploča sanduka i rebra glavnog nosača, dok se u drugoj fazi betonirala gornja ploča sanduka.



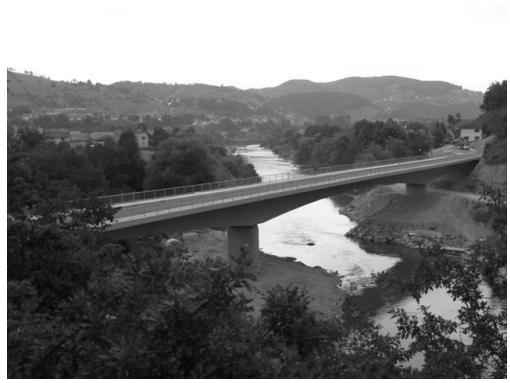
Slika 4 – Shematski prikaz gradnje i-tog segmenta u centralnom rasponu L=70.0m

Slika 5 –Izvođenje i-tog segmenta

Slika 6 –Izvođenje 7. (završnog) segmenta

Nakon završetka betoniranja čitave rasponske konstrukcije i nakon demontaže ”krletki” su se uvlačili kablovi u unapred pripremeljene zaštitne cevi, koje su išle kontinulano, celom dužinom mosta. Svaki taj kontinulani kabl dužine cca 142 m, se sastojao od ukupno 19 užadi (d=15.7mm, f_{pk}=1860 Mpa). Uvlačenje kablova se vršilo mašinskim putem i svi kablovi, iako relativno velike dužine, su uvučeni u samom jednom danu, bez ikakvih poteškoća.

Nakon postizanja dovoljne čvrstoće betona se pristupilo procesu prednaprezanja kontinulnih kablova, u svemu prema protokolu prednaprezanja. Kablovi su utezani istovremeno sa obe strane mosta, punom silom prednaprezanja. Nakon završenog procesa prednaprezanja izvršena je demontaža skele i oplate u obalnim poljima.



Slike 7 i 8 – Izgled izvedenog mosta

5 ZAKLJUČAK

Objekat predstavlja monolitnu armiranobetonsku prednapregnutu konstrukciju. Tako koncipirana konstrukcija uz kvalitativno izvođenje garantuje rok trajanja od preko 100 godina pri normalnom održavanju, jednostavnu kontrolu i male troškove održavanja.

Obzirom na veličinu centralnog raspona od 70.0m!, zahtevnost gradnje, inovativna rešenja koja su primenjena na ovom mostu i maksimalni kvalitet izvedenih radova, most “Rakonje” predstavlja referentni objekat kako za izvođača radova tako i za projektanta.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Goran Tadić[1]

TIPIČNI A.B. I PREDNAPREGNUTI GREDNI MOSTOVI NA NOVIM AUTOPUTEVIMA SLOVENIJE I IRSKE

Rezime:

Koristeći iskustva većih i razvijenijih zemalja i gradeći nove mreže autoputeva, Slovenija i Irska su napravile sopstvene propise, tehničke specifikacije i postupke za projektovanje i građenje mostovskih konstrukcija. Većinu objekata na autoputevima čine tipski gredni mostovi koje svaka zemlja razvija u skladu sa tradicijom, korišćenjem iskustava zemalja koje su gradile slične objekte, karakteristikama reljefa, vrstom opreme građevinskih preduzeća, cenom zemljišta, građevinskog materijala i koštanjem i stručnošću radne snage. U praksi ove dve zemlje javljaju se sličnosti i razlike u načinu gradnje i dispozicionim rešenjima mostova.

Ključne reči: most, tip, autoput, Slovenija, Irska, praksa, projektovanje, građenje

TYPICAL R.C. AND PRESTRESSED BEAM BRIDGES ON NEW MOTORWAYS OF SLOVENIA AND IRELAND

Summary:

Slovenia and Ireland are, during construction of new motorway networks, made own regulations, technical specifications and the procedures for bridge design and construction using experience of bigger and more developed countries. Majority of structures on the motorways are standard beam bridges those each country develops in accordance with tradition, the influence of countries whose has already built similar structures, relief features, sort of Contractor's equipment, the price of land and construction materials, labour cost and workmanship. There are the similarities and the differences in the way of construction and general bridge arrangements.

Key words: bridge, type, motorway, Slovenia, Ireland, practice, design, construction

[1] Dipl. građ. inž., Vodeći projektant, DB Inženjering, Beograd

1 UVOD

1.1 SLOVENIJA

Program gradnje novih autoputeva u Sloveniji pokrenut je osnivanjem DARS-a, tj. Direkcije za avtoceste Republike Slovenije, 1993 godine. Paralelno postoji DRSC, tj. Direkcija Republike Slovenije za ceste, koja brine o građenju i održavanju regionalnih i lokalnih puteva.

Slovenija je zemlja raznovrsnog planinskog, brežuljkastog i ravničarskog reljefa, pa su veoma raznovrsni mostovi odraz toga. Zbog nepostojanja širokih vodnih tokova, retki su mostovi velikih raspona među kojima dominiraju ranije izgrađeni lučni mostovi.

1.2 IRSKA

U Republici Irskoj od 1980 godine sagrađen je veliki broj mostova kao deo napora za poboljšanje transportne infrastrukture. Proces je ubrzan 1993 godine osnivanjem National Road Autority, vladinog tela sa odgovornošću za razvoj i održavanje primarne i sekundarne mreže puteva dužine oko 5429 km. NRA obezbeđuje centralizovano planiranje i finansiranje i istovremeno je tehnički upravni organ u oblasti nacionalnih standarda i specifikacija za puteve i objekte na putevima. NRA ima svoje kancelarije i stručnjake u svim grofovijama Irske.

U poredjenju sa velikim zemljama, a zbog dominantno brežulkastog reljefa, većina mostova u Irskoj se može klasifikovati kao »mali« i »srednji«. Učinjen je napor da se rešenja mostova uklope u karakteristični, »večito« zeleni pejsaž i pretežno sivo nebo i da se zajedničkim naporom konstruktera i arhitekata dodje do rešenja u kojima vozači i putnici uživaju. Zbog domaćeg cementa tamno sive boje uobičajeno je bojenje mostova toplim i pastelnim bojama. Upotreba kanelura u betonu radi efekata svetlosti i senki takođe je česta.

2 SLIČNOSTI

2.1 KONCEPCIJA MOSTOVA I STANDARDI

Dominantan materijal za tipske mostove u obe zemlje je armirani i prednapregnuti beton.

Slovenija je u projektovanje mostova na autoputevima krenula korišćenjem DIN normi i JUS standarda. Napredovanjem projektovanja, sve su više korišćeni Euro kodovi.

U Irskoj se trenutno koristi BS 5400-1 za opterećenja i BS 5400-4 za projektovanje betonskih mostova a za integralne mostove postoje zvanična Uputstva za projektovanje. Ukopani objekti čistog otvora od 1 do 15 m smatraju se integralnim, bilo da su oblika boksa ili portala, a za projektovanje onih sa nadslojem do 11 m postoje dodatna Uputstva. Do 2010 godine biće obavezan prelazak na Euro kodove, koji se sada sporadično koriste.

2.1.1 POTPUNO INTEGRALNI MOSTOVI

Zajednička tendencija u obe zemlje je gradnja integralnih mostova, tj. izbegavanje upotrebe ležišta i dilatacija. Kod potpuno integralnih mostova otpor na podužne temperaturne promene i sile kočenja je ostvaren krutošću tla iza obalnih stubova i krutošću veza nosača i stubova. Pri proračunu mostova, posebno prednapregnutih, izbegavaju se specijalizovani kompjuterski programi za mehaniku tla zbog komplikovanih uticaja od skupljanja i tečenja betona.

U Sloveniji se za statički proračun ramovskih nosača i stubova koristi prostorni ramovski statički sistem sa elastičnim oprugama koje simuliraju ponašanje tla iza oporaca i ispod temelja. Za dobijanje ekstremnih uticaja u sredini raspona, na krajevima nosača, u uklještenjima i stubovima, često se upotrebljavaju dve granične vrednosti za krutost opruga.

U Irskoj su u upotrebi dva odvojena statička sistema; jedan sa elastičnim oprugama i normalnim opterećenjem mostovskog nosača, a drugi bez opruga uz vertikalno opterećenje nosača i maksimalno i minimalno opterećenje zemljom sračunato po BA 42/96. Propisane su kombinacije opterećenja koje daju maksimalne uticaje, sve to uz sofisticiran proračun koji uzima u obzir način gradnje i redistribuciju momenata i sila od skupljanja i tečenja.

2.1.2 POLU-INTEGRALNI MOSTOVI

U slučajevima dužih mostova ili kad je poprečnom preseku manji broj većih greda, nekad je potrebno koristiti poluintegralne mostove. Polu-integralne konstrukcije su posebno pogodne za prednapregnute mostovske nosače. Zbog ekonomičnosti i saobraćajnih karakteristika, kontinuitet se obezbeđuje u celom nosaču, a ne samo u kolovoznoj ploči nosača. U Sloveniji pojam polu-integralnog mosta označava rasponsku konstrukciju koja je kruto povezana samo sa srednjim stubovima. U Irskoj polu-integralni most ima ležišta na svim stubovima ali ne i dilatacije na mestima obalnih stubova. Ivične dijafragme su deo nosača, izvode na njegovim krajevima i treba da budu visine oko 2 m da prenesu horizontalna opterećenja na zemlju.

2.1.3 NE-INTEGRALNI MOSTOVI

Kod dugačkih vijadukata ili veoma kosih mostova čak i sa jednim rasponom, gde je širina mosta dominantna u odnosu na dužinu, klasični ne–itegralni mostovi sa ležištima i dilatacijama se koriste u obe zemlje. Pri krivinama i zakošenjima, pri izboru i orijentaciji ležišta i dilatacija potrebna je velika pažnja, jer su pravci sila i deformacija često neočekivani.

3 RAZLIKE

3.1 NAČIN GRADNJE

Slovenija se, po ugledu na Nemačku, a zbog veće trajnosti objekata, opredelila za glavne mostovske gredne nosače livene na licu mesta. Montažni glavni nosači su korišćeni pri gradnji uslovljenoj neometanjem postojećeg saobraćaja. Osnovni tip predviđen u Smernicama za projektovanje su montažni T nosači raspona od 10 do 35 m kojima se gornje flanše dodiruju i koji su spregnuti monolitnom armirano betonskom pločom livenom preko njih. Za duže vijadukte predviđen je i način gradnje montažnim AB sandučastim segmentima. Raznovrsnost načina gradnje je izrazita kod netipičnih mostova i dugih vijadukata.

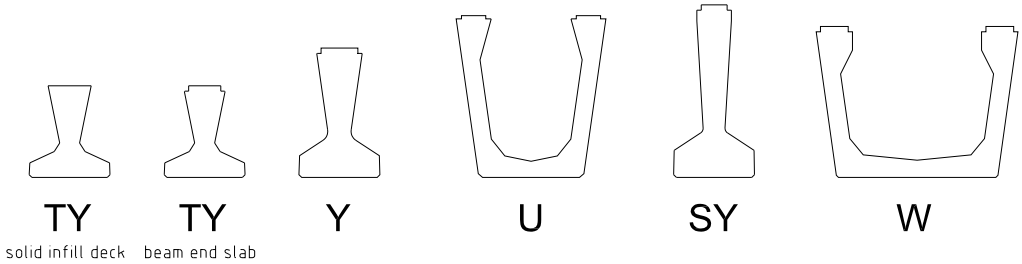
U Irskoj je dominantna, po ugledu na Veliku Britaniju, upotreba prefabrikovanih, atheziono prethodno napregnutih nosača za tipske gredne mostove. Trasa užadi je prava, a promena visine njihovog težišta postiže se sprečavanjem athezije izabrane užadi i betona na krajevima nosača. Uz pravo dispoziciono rešenje, svrsishodne detalje, pažljiv statički proračun, ispravno propisan kvalitet materijala i izvođenja, montažnim načinom gradnje se postiže propisana trajnost mostova od 120 godina. Nosači betonirani na licu mesta su ređi, sem za raspone do desetak metara. Za duže mostove i veće raspone koriste se sve savremene metode gradnje.

3.1.1 Glavni nosači liveni na licu mesta iz slovenačke prakse

Uobičajeni poprečni preseci glavnih nosača livenih na licu mesta u Sloveniji su puna ploča za proste grede raspona od 15 do 30 m, trapezasto olakšana ploča za raspone od 20 do 35 m, dva široka nosača spojena pločom za raspone 25 do 45 m i sandučasti nosači za raspone veće od 30 m. Kod kontinuiranih i okvirnih konstrukcija ove dužine se odnose na razmake nultih tačaka momentnih linija. Skela i oplata se za kraće mostove od jednog do tri polja postavljaju odjednom za ceo most. Kod dužih mostova se pomična skela i oplata pomeraju više puta a broj nastavljenih naknadno utegnutih kablova u jednom preseku je ograničen na 50 %. Pri pogodnoj geometriji puta i odgovarajućim rasponima, građenje nosača dužih vijadukata vrši se metodom nagurivanja. Za vijadukte većih raspona i visokih stubova koristi se i prosta konzolna gradnja.

3.1.2 Montažni glavni nosači iz irske prakse

Montažni nosači engleskog porekla često korišćeni u Irskoj su TY, Y, U, SY i W (*Slika 1*).



Slika 1 – Savremeni montažni nosači

TY nosači se koriste kod sistema prostih greda za raspone punih ploča od 4,5 do 17,5 m i za nosač sa pločom od 7,5 do 17,5 m. Y nosači se koriste za raspone od 12 do 32 m, zavisno od njihove visine i poprečnog razmaka. U nosači se upotrebljavaju za raspone od 13 do 34 m, SY za raspone od 24 do 40 m, a W nosači za raspone 36 do 45 m. U nosačima se sva podužna armatura sastoji samo od užadi a uzengije od rebraste armature. Kod kontinuiranih i okvirnih konstrukcija ove dužine se odnose na razmake nultih tačaka momentnih linija. Slični nosači su godinama u upotrebi širom sveta i vremenom im je poboljšavan oblik zbog statičkih razloga, lakšeg betoniranja, smeštaja kablova i montaže. Armaturno povezivanje montažnih nosača i betona livenog na licu mesta je detaljno obrađeno i praćeno godinama radi poboljšanja detalja koji skraćuju vreme gradnje i povećavaju trajnost. Uz pojedine tipove nosača, Smernicama su predloženi i odgovarajući oblici i krutost stubova, dubina i način fundiranja.

3.2 DISPOZICIONA REŠENJA

3.2.1 Slovenačka iskustva

Prelaz nadvožnjaka preko auto puta u Sloveniji se češće rešava sa četiri nego sa dva raspona. Teži se manjim visinama kegli i prilaznih nasipa, kao i boljoj preglednosti za vozače na auto putu. Skoro svi gredni nosači su pločastog poprečnog preseka. Do dužine oko 80 m koriste se potpuno integralni mostovi, mada ponekad obalni stubovi dobiju ležišta.

Propusti, tj. objekti otvora zaključno sa 5 m, imaju propisani minimalni nadsloj od 40 cm, sem u izuzetnim slučajevima. Time se izbegava upotreba dilatacija za objekte malih raspona.

3.2.2 Irska iskustva

Uobičajen broj raspona nadvožnjaka preko puteva sa četiri kolovozne trake bez razdelnog pojasa i zaustavnih traka je tri, a preko klasičnih auto puteva sa razdelnim pojasom i zaustavnim trakama dva. Nasipi su nekad visoki, a velike kegle i široki nasipi se često zamenjuju montažnim obložnim zidovima i armiranom zemljom. Ta praksa je uslovljena visokom cenom otkupa zemljišta u Irskoj.

Podvožnjaci teže minimalnoj površini u osnovi, makar po cenu vrlo zakošenih mostova.

3.3 ESTETIKA

3.3.1 Slovenački pristup

U slucaju tipskih mostova u Sloveniji je prevagnuo »minimalistički« stav, tj. da funkcija diktira estetiku. Posebni dodatni napori za oblikovanje elemenata mosta van njihove funkcijske neophodnosti nisu činjeni. Ovo se ne odnosi na izuzetno velike i značajne mostove i objekte u gradskim sredinama, gde su dopadljivost i originalnost jedan od presudnih elemenata pri usvajanju dispozicionih rešenja. Rezultat tog pristupa su izuzetno uspela i estetski dopadljiva rešenja velikih i urbanih mostova širom Slovenije.

3.3.2 Irski pristup

Plastične osobine betona omogućavaju slobodno oblikovanje svih elemenata mosta. Nadvožnjaci preko autoputeva su izloženi pogledima putnika a njihovi srednji stubovi najviše. Pošto u ceni mosta oni učestvuju sa približno 7 %, u Irskoj je učinjen je napor da se od bezizražajnih okruglih i pravouglih preseka stubova dobiju dopadljive forme (*Slika 2*).

Slika 2 – Stubovi nadvožnjaka Killarney

U Irskoj su parapeti često korišćeni elementi da se dobije upečatljiv izgled mosta (*slika 3*).

Slika 3 – Nadvožnjak Killarney

4 ZAKLJUČAK

U obe zemlje je odlične rezultate dala unapred prihvaćena regulativa, podela odgovornosti, koncepcija i organizacija projektovanja, revizije projekata, gradnje i nadzora pri građenju autoputeva. Nije bilo dozvoljeno da neiskusni ili nebrižljivi projektanti sami improvizuju npr. poprečne preseke mostova ili postavke u predmeru radova ili da izvođači procenjuju potreban kvalitet materijala i vrstu završne obrade betona... Predstojeća gradnja naših magistralnih pravaca »Koridor 10« i »Južni Jadran« daje Srbiji šansu da, koristeći iskustva zemalja koje su taj put već prešle, osmisli osnovu za regulativu, planiranje, projektovanje i građenje, koja će kao rezultat dati ekonomične i trajne mostovske i druge infrastrukturne objekte. Podjednako je važna i motivacija svih učesnika u poslu da izgrađeni objekti budućim korisnicima pruže ugodni estetski doživljaj i budu »landmark« područja kroz koja saobraćajnice prolaze. Potpuna zaštita bogatstava prirode i kulturne ostavštvine se pri tome podrazumeva.

LITERATURA

[1] *SODOC – Smernice za projektiranje objektov na cestah* / Grupa autora // Tehnične specifikacije za javne ceste, Direkcija za ceste Republike Slovenije, 2001, Ljubljana

[2] *BA 42/96 – The Design of integral bridges* / Grupa autora // Design manual for roads and bridges, The Higway Agency, London

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Damir Peco[1], Milena Jakovljević[2], Marija Tokić[3], Stevan Šijan[4]

PROJEKAT PRILAZNIH KONSTRUKCIJA ZA MOST PREKO REKE SAVE - PRVA FAZA UMP-a

Rezime:

U članku je ukratko predstavljen projekat prilaznih mostovskih konstrukcija na novobeogradskoj strani saobraćajnice Unutrašnji magistralni poluprsten koja je jedan od najzačajnijih planiranih gradskih saobraćajnih pravaca. Sve konstrukcije su sistema kontinualne grede od prednapregnutog betona, a prema obliku rasponske konstrukcije svrstane su u dve grupe: masivni gredni poprečni presek i sandučasti poprečni presek (jednoćelijski ili višećelijski). Ukupna dužina projektovanih konstrukcija je oko 3.5km tako da je u članku obrađena samo osnovna koncepcija objekata.

Ključne reči: prilazne mostovske konstrukcije, denivelisana raskrsnica, višećelijski sandučasti presek

DESIGN OF ACCESS STRUCTURES FOR BRIDGE ACROSS SAVA RIVER - THE FIRSTH PHASE OF INNER SEMI-RING ROAD

Summary:

In this article is briefly presented design of access bridges on the New Belgrade part of Inner Semi-ring Road which is one of the most important planned cities roads. All structures are prestressed multi-span girder, which are classified in two groups according to the deck type: massive web girder and single or multi-cell hollow box girder. Due to the reason that total length of designed structures is about 3.5km, only basic information about structures is presented.

Key words: access bridges, interchange, multi- cell hollow box girder

[1] Dipl.inž.građ., ENCODE d.o.o., Beograd, encode@eunet.rs
[2] Dipl.inž.građ., ENCODE d.o.o., Beograd
[3] Dipl.inž.građ., ENCODE d.o.o., Beograd
[4] Dipl.inž.građ., ENCODE d.o.o., Beograd

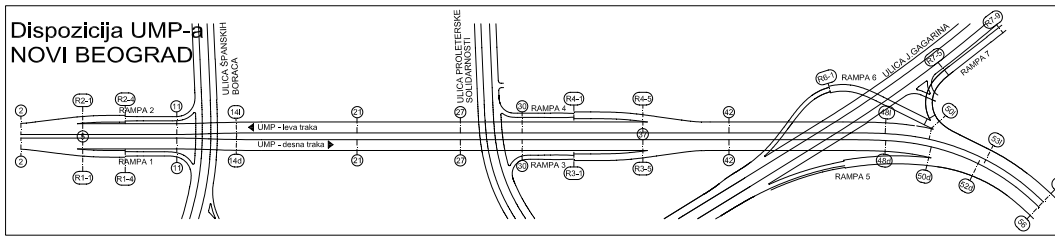
1 UVOD

Generalnim planom Beograda do 2021.god. predviđeno je ,,formiranje unutrašnjeg magistralnog poluprstena oko centralne zone koju čine staro jezgro Beograda, budući centar u savskom amfiteatru, stari i novi centar na Novom Beogradu i staro jezgro Zemuna“. Saobraćajnica Unutrašnji magistralni poluprsten (UMP) u mreži grada ima rang gradske saobraćajnice. Trasa se na području opštine Novi Beograd prostire od saobraćajnice T6 preko Bežanijske kose do ukrštaja sa ulicom Tošin bunar. Nadalje, saobraćajnica prati železničku prugu, ukršta se sa saobraćajnicama Narodnih heroja, Omladinskih brigada, Španskih boraca, Jurija Gagarina i mostom prelazi reku Savu.

Saobraćajnica Unutrašnji magistralni poluprsten - UMP je jedan od najznačajnijih planiranih gradskih saobraćajnih pravaca, koji ima zadatak da:

- rastereti gradsko jezgro od individualnog saobraćaja,
- smanji obim saobraćaja na postojećim mostovima preko Save i
- obezbedi dodatne mogućnosti povezivanja pojedinih gradskih područja, kako sa centrom grada, tako i međusobno.

Trasa se na početku predmetne deonice nivelaciono uklapa u visinske kote postojećih ulica i sa njima ima površinske raskrsnice, a posle ukrštanja sa ulicom Omladinskih brigada niveleta se visinski podiže, i od stacionaže km 4+284.83 pa sve do km 5+731.00 (odakle počinje most preko Save na donjem špicu Ade Ciganlije) trasa UMP-a se nalazi na mostovskim konstrukcijama (vijaduktima) koje predstavljaju i prilazne konstrukcije za most preko Save. Ukrštanje sa ulicama Španskih boraca, Proleterske solidarnosti i Jurija Gagarina je na denivelisanim raskrsnicama, a veze sa tim ulicama se postižu direktnim jednotračnim rampama.



Slika 1 – Situacija prilaznih konstrukcija sa označenim mestima dilatacija

Nosilac izrade Glavnog projekta I faze UMP-a, od ulice Tošin bunar na Novom Beogradu do mosta preko reke Save na špicu Ade Ciganlije sa pripadajućom infrastrukturom (2007-2008.god.), je firma Hidroprojekat-saobraćaj a.d. iz Beograda; glavni projekat konstrukcija vijadukata je izrađen u firmi ENCODE d.o.o. iz Beograda.

2 OSNOVNI PODACI O KONSTRUKCIJAMA

Na navedenom delu trase na Novom Beogradu prvi vijadukt počinje na stacionaži km 4+284.83, a poslednji se završava na km 5+731.00 gde počinje most preko reke Save. Na ovoj deonici saobraćajnice, vijaduktima se prelaze ulice Španskih boraca, Proleterske solidarnosti i Jurija Gagarina.

Svi vijadukati su konstruktivnog sistema kontinualne grede, a u zavisnosti od veličina i rasporeda ukrštaja sa saobraćajnicama preko kojih vijadukti prelaze, usvojena su dva tipa vijadukata:

- **TIP G - gredni poprečni presek rasponske konstrukcije** - do stacionaže km 5+269.848 (karakterističan raspon je 24m, osim na konstrukcijama vijadukata koji prelaze preko ulica gde je raspon ≈34m) i
- **TIP S - sandučasti poprečni presek rasponske konstrukcije** - od stacionaže 5+269.848 do kraja trase (rasponi kontinualne konstrukcije su diktirani načinom ukrštanja trase UMP-a sa ulicom Jurija Gagarina i mestima uliva tj. izliva priradajućih rampi i kreću se od 30-40m za objekte UMP-a i 24-32m za rampe).

Objekti UMP-a se sastoje od vijadukta na levoj i desnoj traci saobraćajnice, u daljem tekstu to se neće posebno naglašavati, a ako nije drugačije naglašeno pod vijaduktom se podrazumevaju oba objekta.

2.1 KONSTRUKCIJE TIPA G – GREDNI POPREČNI PRESEK

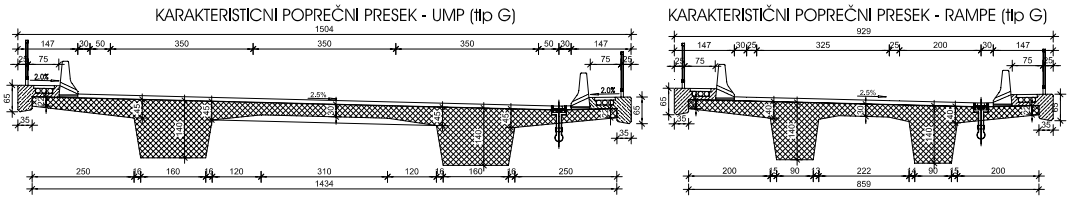
2.1.1 Tehnički opis objekata na UMP-u i na rampama

Prema konfiguraciji terena i situacionom položaju trase, na deonici od početka konstrukcija do ulice Jurija Gagarina, projektovani su vijadukti čiji je statički sistem kontinualni nosač, karakterističan razmak stubova vijadukta je 24m. Ovakav raspored stubova je proizašao iz usklađivanja položaja novih stubova sa postojećim stubovima na objektu Železničke stanice Novi Beograd, a zbog ujednačavanja raspona konstrukcija, na ostalom delu deonice, osim na prelasku preko postojećih saobraćajnica, usvojen je isti raspon od 24m kao tipski. Ovaj deo prilazne konstrukcije je dilatacijama podeljen na nezavisne delove statičkog sistema kontinualnih nosača 6x24m i 7x24m. Na mestima prelaska preko ulica projektovana su dva vijadukta sistema kontinualca na tri polja 24+34+24m.

Konstrukcija vijadukta tipa G je prethodno napregnuti ramovski kontinualni nosač. Poprečni presek glavnog nosača čine dve široke grede sa pločom. Visina greda je 1.4m a širina je 1.60-1.92m (2.00-2.32m za objekte na prelascima preko ulica). Kolovozna ploča je debljine 30 cm, čisto rastojanje između greda je 5.5m. Konzole pešačkih staza su dužine 2.5m i debljine 22-45cm. Kolovozna ploča se vutama na spoju sa gredom udebljava do 45cm. Poprečni nosači debljine 50cm su predviđeni samo iznad stubova (za raspone od 34m i u četvrtinama raspona). Na konzolama se nalaze betonski ivični venci i pešačke staze. Ivični venac dimenzija 35x65cm nosi metalnu ogradu za pešake, a između pešačke staze i kolovoza se nalazi betonska sigurnosna ograda („New Jersey“).

Donji stroj mosta čine po dva stuba pravougaonog poprečnog preseka dimenzija 150x80cm koji su kruto vezani sa rasponskom konstrukcijom. Samo je na krajevima konstrukcionih celina (na mestima dilatacija) rasponska konstrukcija oslonjena na stubove (150x100cm) preko elastomernih ležišta koja su postavljena na ležišnoj gredi. Fundiranje je na bušenim šipovima Ø1500mm dužine 20m. Na osnovu geološkog profila, dužine šipova su usvojene tako da se baze šipova nalaze u sloju krupnozrnog šljunka sa peskom.

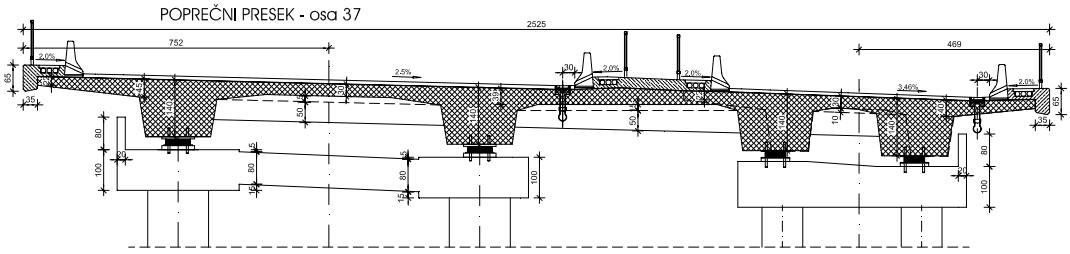
Rampe koje se na ovom delu deonice uključuju i isključuju sa UMP-a su slične konstrukcije kao i objekti UMP-a. Glavni nosač je iste visine 1.4m i sastoji se od dve grede širina 0.9-1.2m. Čisto rastojanje između greda je oko 2.2m. Konzole pešačkih staza su dužine 2.0m i debljine 22-40cm. Debljina kolovozne ploče se na spoju sa gredama vutama povećava na 40cm. Stubovi na rampama su pojedinačni, pravougaonog poprečnog preseka 200x80cm, kruto vezani sa glavnim nosačem. Na mestima uključenja rampi na UMP, postoji po jedan stub ispod svake grede i zajednička ležišna greda na kojoj su postavljena ležišta sa rampi i sa „proširenog“ dela UMP-a. Fundiranje rampi je na bušenim šipovima Ø1200mm dužine 20m.



Slika 2 – Karakteristični poprečni preseci konstrukcija tipa G

2.1.2 Objekti na mestima uključenja rampi na UMP

Na mestima uključenja i isključenja rampi, širina objekata se sa standardnih 15.04m (tj. 9.29m za rampe) povećava na oko 25m. Konstrukcije su na ovim delovima projektovane tako da vidljive ivice sa spoljašnje strane ostanu nepromenjene: poprečni presek umesto od dve podužne grede se sastoji od četiri grede, a dužina konzola i nagib ivica greda je zadržan. Visina glavnog nosača je sve vreme 1.4m, a debljina stubova 80cm. I na ovim konstrukcijama srednji stubovi su kruto vezani sa podužnim gredama, a krajnji stubovi ispod dilatacija, preko ležišta primaju reakcije sa greda.



Slika 3 – Poprečni presek u osi 37 (na mestu uključenja rampe na UMP)

2.2 KONSTRUKCIJE TIPA S – SANDUČASTI POPREČNI PRESEK

2.2.1 Tehnički opis objekata na UMP-u i na rampama

Analizom mogućih raspona glavne konstrukcije UMP-a, na delu trase gde se UMP ukršta sa ulicom Jurija Gagarina, usvojeno je rešenje konstrukcije sa rasponima 31+38+40+40+38+31m, koji su pogodni za ukrštanje sa postojećim i novoprojektovanim saobraćajnicama. Na ovaj način je usklađen raspored stubova na desnoj i levoj traci UMP-a, a postignut je i estetski povoljan položaj stubova u odnosu na ulicu Jurija Gagarina (gledano u pravcu vožnje stubovi su poređani u nizu). Na dalje, usklađujući položaj stubova sa mestima uključenja i isključenja rampi, i sa mestom krajnjeg stuba (zajednički stub sa mostom preko Save), projektovane su po tri nezavisne konstrukcije na svakoj traci UMP-a: 2x31.5m, 2x33.5m (na levoj traci 2x26.2m) i 3x33.85m (na levoj traci 4x33.85m).

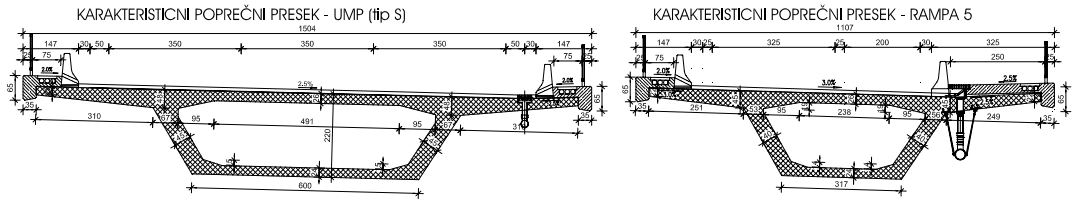
Glavni nosač vijadukta je projektovan kao betonski prednapregnuti sandučasti nosač konstantne visine 2.2m. Do mesta uključenja rampe 5, tj. isključenja rampi 6 i 7 sa UMP-a, širina objekta je konstantna, 15.04m. Kolovozna ploča sandučastog nosača je debljine 26 cm. Konzole su dužine 3.1m i debljine 22cm na kraju konzole i 48cm na mestu spajanja sa rebrom. Kolovozna ploča se takođe vutama na spoju sa rebrom udebljava do 48cm. Sandučasti nosač ima dva kosa rebra debljine 45cm. Donja ploča sanduka je debljine 24cm u polju i 40 cm iznad stubova. Povećanje debljine ploče sa

24cm na 40cm se postiže na dužini od 4.0m. Poprečni nosači su predviđeni iznad stubova i debljine su 1.2m sa otvorom za prolaz dimenzija 1.2x0.8m.

Oslanjanje glavnog nosača na stubove je preko dva ankerovana armirana elastomerna ležišta tipa NAL-p-2 odgovarajućih dimenzija. Srednji stubovi mosta su armirano betonska platna, debljine 1.0m. Širina stubova je promenljiva, od 4.0m u „podnožju“ stubova (na spoju sa naglavnicom šipova) do 6.5m direktno ispod sandučastog nosača (da bi mogao da prihvati ležišta sa osovinskim razmakom 4.6m). Promena širine stubova je projektovana tako da nagib ivice gornjeg dela stuba prati nagib rebra sanduka. Visina stubova je, zavisno od konfiguracije terena, 7.65-10.70m. Fundiranje svih stubova se vrši šipovima Ø1500mm, dužine 20m. Dužine šipova su određene na osnovu geotehničke dokumentacije, tako da se baze šipova nalaze u sloju krupnozrni šljunak sa peskom.

Konstrukcija vijadukta na rampi 5 koja povezuje ulicu Jurija Gagarina sa desnom trakom UMP-a počinje obalnim stubom, a završava se dilatacijom i zajedničkim stubom sa konstrukcijom UMP-a. Rasponi vijadukta su 26.5+32+32+26.5m. Na ovoj rampi osim pešačke tj. revizione staze postoji i staza za bicikliste širine 2.5m, tako da je ukupna širina ove rampe 11.07m i usvojen je betonski prednapregnuti sandučasti poprečni presek visine 2.2m. Kolovozna ploča sandučastog nosača je debljine 26 cm. Konzole su dužine 2.5m i debljine 22cm na kraju konzole i 45cm na mestu spajanja sa rebrom. Debljina kolovozne ploče se vutama na spoju sa rebrom povećava do 45cm. Sandučasti nosač ima dva kosa rebra debljine 40cm. Donja ploča sanduka je debljine 24cm u polju i 40 cm iznad stubova. Povećanje debljine ploče sa 24cm na 40cm se postiže na dužini od 4.0m. Poprečni nosači su predviđeni iznad stubova i debljine su 1.2m sa otvorom za prolaz dimenzija 1.2x0.8m.

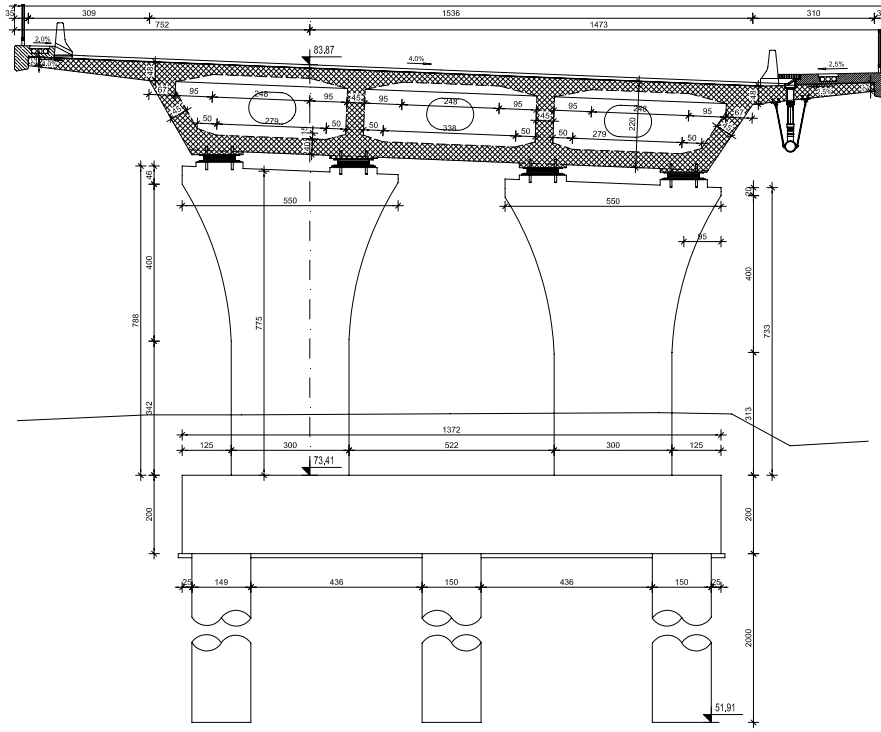
Oslanjanje glavnog nosača na stubove je preko dva ankerovana armirana elastomerna ležišta tipa NAL-p-2. Srednji stubovi mosta su armirano betonski, debljine 1.0m. Širina stubova je promenljiva, od 2.5m u „podnožju“ stubova (na spoju sa naglavnicom šipova) do 3.9m direktno ispod sandučastog nosača (da bi mogao da prihvati ležišta sa osovinskim razmakom 2.25m). Promena širine stubova je projektovana tako da nagib ivice gornjeg dela stuba prati nagib rebra sanduka. Visina srednjih stubova je različita: 4.05, 6.15 i 9.95m.



Slika 4 – Karakteristični poprečni preseci konstrukcija tipa S

2.2.2 Objekti na mestima uključenja rampi na UMP

Na mestu uključenja rampe 5, širina objekata se sa standardnih 15.04m (tj. 11.07m za rampu 5) povećava na oko 26.6m. Glavni nosač je na ovom delu projektovan kao kontinualni nosač sandučastog poprečnog preseka sa četiri rebra i promenljive širine. Ova konstrukcija je dilatacijom odvojena od sledeće, kontinualnog nosača na tri polja sandučastog poprečnog preseka sa tri rebra (širina ovog objekta je promenljiva u prvom i drugom polju, a konstantne je širine 16.82m, u trećem polju). Visina sandučastog glavnog nosača je sve vreme 2.2m, a zadržan je i isti oblik stubova (zavisno od širine konstrukcije menjana je širina stubova ili postoji više stubova u poprečnom preseku). Uklapanje rampi na levoj traci UMP-a je projektovano na sličan način.



Slika 5 – Poprečni presek u osi 50d (na mestu uključenja rampe 5 na UMP)

2.3 TEHNOLOGIJA GRAĐENJA

Vijadukti su projektovani za izvođenje faznim građenjem „polje po polje“. Konstrukcija glavnog nosača se izvodi livenjem na licu mesta. Betoniranje je fazno na skeli (prekidi betoniranja su na oko 0.3l od karakterističnog raspona), prednaprezanje se takođe izvodi fazno.

Do stacionaže km 5+428.624 konstrukcija se nalazi u pravcu tako da je oplata za konstrukciju na levoj i desnoj traci UMP-a ista. Oplata gornjeg stroja za konstrukcije tipa G je tipska za celu deonicu. Promena poprečnog nagiba konstrukcije (posle stacionaže km 5+428.624) se izvodi tako što se ceo sandučasti nosač rotira (menja se nagib i kolovozne ploče i donje ploče sanduka i rebara).

Izrada bušenih šipova na projektovanu dubinu se izvodi na klasičan način, sa radnom cevi.

Kablovi za prednaprezanje su svrstani u tri grupe: kablovi grupa A i B su kablovi sa paraboličnom trasom, a kablovi grupe C su dodatni pravolinijski kablovi. Prilikom nastavljanja kablova na mestima faznih prekida betoniranja nastavlja se 50% krivolinijskih kablova (A i B grupa), dok preostalih 50% kontinuirano ide do sledećeg faznog prekida betoniranja, a C grupa kablova (pravolinijski kablovi) se nastavlja 100% na mestima prekida betoniranja.

Tokom izrade projekta posebna pažnja je posvećena mogućnosti izrade konstrukcije u komplikovanim okolnostima (npr. na raskrsnicama gde se mora omogućiti normalno odvijanje saobraćaja), estetskom oblikovanju i jednostavnosti održavanja konstrukcije.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Siniša Mihajlović[1]

NOVOPROJEKTOVANI ŽELEZNIČKI MOST PREKO VELIKE MORAVE

Rezime

Novi dvokolosečni železnički most na magistralnoj pruzi Beograd-Niš biće izgrađen preko Velike Morave u Ćupriji. Kolosek je položen u tucaničkom zastoru. Konstrukcija mosta je čelična rešetkasta kontinualna greda raspona L = 52,5 +67,5 + 82,5 + 67,5 + 52,5 = 322,5m. Konstrukcija je konstantne visine H= 8,0m. i osovinske širine B= 10,0m, sa ispunom od dijagonala, bez vertikala. Mostovska konstrukcija je projektovana kompletno u zavarenoj izradi i podužnim navlačenjem montirana na stubove. Stubovi su fundirani na HW šipovima Ø1500 maksimalne dužine 34m.

Ključne reči: Železnički most, čelična rešetka, zavarivanje, podužno navlačenje

NEW RAILWAY BRIDGE OVER THE RIVER VELIKA MORAVA

Summary

New double-track Railway Bridge over the river Velika Morava in Ćuprija, will be part of the Belgrade-Niš main railway line. Railway track is designed to laid on crushed-stone ballast. Bridge structural system is steel truss girder with five spans, ΣL = 52.5 + 67.5 + 82.5 + 67.5 + 52.5 = 322.5 m. Structural cross section system high is constant, H = 8.0 m, and width of B=10.0 m between two parallel main trusses. Upper and lover chord of main trusses are connected just with diagonal members. Structure elements, factory prefabrication and on site assembly, accorderly design, will be realized using welding. The structure will be erected on piers used longitudinal launching method. Piers are founded on HW piles Ø1500 with maximum length of 34m.

Key words: steel structure, frame structure, expansion piece

[1] diplomirani građevinski inženjer, Saobraćajni institut CIP d.o.o.,Nemanjina 6/IV, Beograd

1 UVOD

Železnički most preko Velike Morave se nalazi na magistralnoj pruzi Beograd-Niš, deonica Gilje-Ćuprija-Paraćin. Most je dvokolosečni sa kolosekom položenim u tucaničkom zastoru. Osovinski razmak koloseka na mostu je 4,20m. Osovina koloseka na mostu je u pravcu a niveleta ima vertikalnu krivinu prečnika 30000m. Kota GIŠ-a je na obalnim stubovima 125,000m a na sredini mosta je 125,431m. Kota donje ivice konstrukcije DIK je u sredini mosta 123,274m. Sa obe strane mosta postoji službena pešačka staza širine 1,0m. Na levoj pešačkoj stazi ,sa spoljne strane ograde je na konzoli postavljen kanal za smeštaj SS i TT kablova. Pruga je elektrificirana. Projektovana brzina je 120 km/čas.Konstrukcija je sposobna da u budućnosti prihvati saobraćaj sa povećanom brzinom od 160 km/čas.

2 OPIS MOSTA

Dvokolosečni železnički most preko Velike Morave premošćuje reku sa pet otvora. Konstrukcija mosta je čelična rešetkasta kontinualna greda raspona L = 52,5 +67,5 + 82,5 + 67,5 + 52,5 = 322,5m. Konstrukcija je konstantne visine H= 8,0m. i osovinske širine B= 10,0m. a dužina jednog polja je 7,5m. Rešetkasta ispuna je sa dijagonalama, bez vertikala. U ravni gornjeg i donjeg pojasa postoji rešetkasti spreg. Tucanički zastor se nalazi u čeličnom koritu sa dvostranim padom 2,5 % od sredine ka krajevima.

3 FUNDIRANJE

Konstrukcija je fundirana na HW šipovima Ø 1500, dužine od 24 do 34 metra.

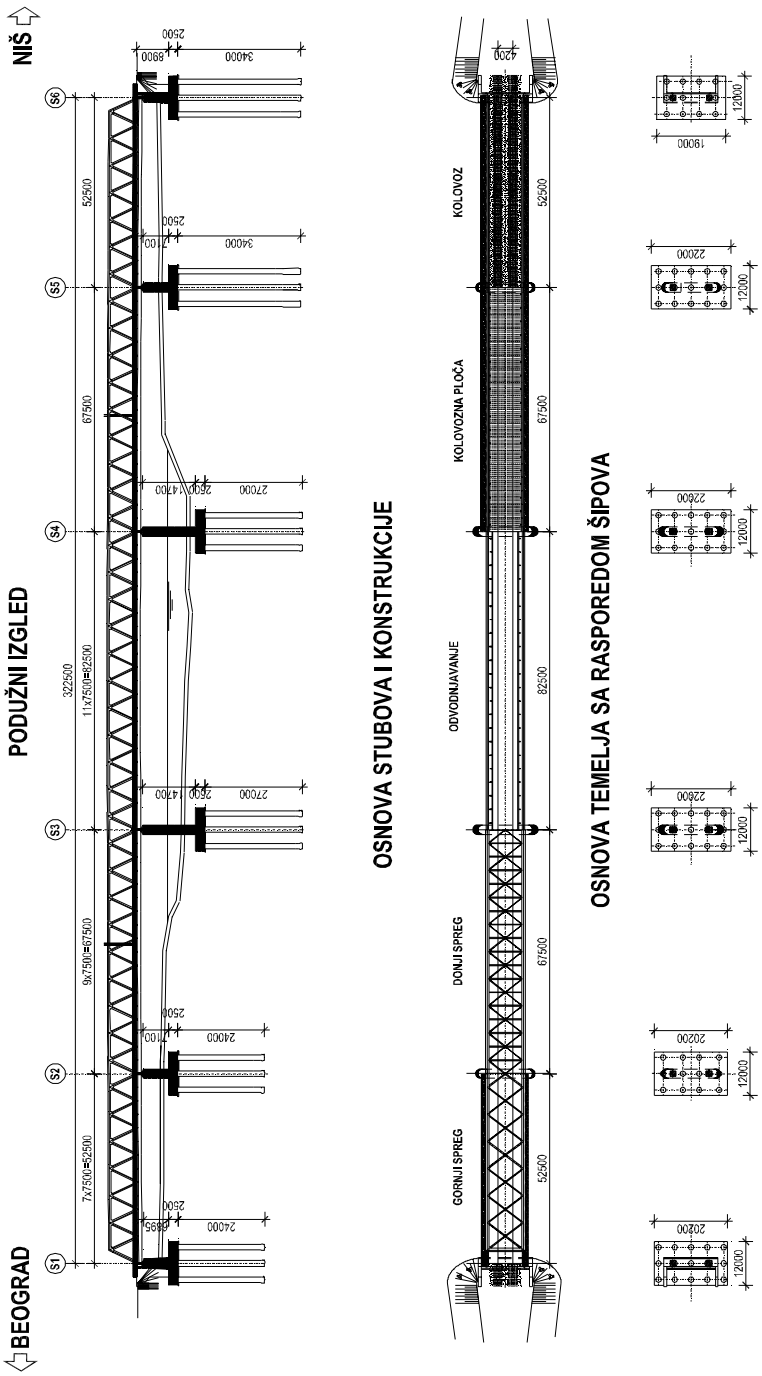
Armirano-betonska naglavica šipova je debljine 2,5 m, a stubovi su armirano-betonska platna debljine 2,6 m.Stubovi S3 i S4 su u rečnom toku.

4 OPIS KONSTRUKCIJE

Rešetkasti kontinualni glavni nosač je urađen kompletno u zavarenoj izradi. Gornji pojas je sandučastog poprečnog preseka, visine 700mm i širine 600mm. Gornja lamela je proširena, i širine je 900mm . Debljine limova su od 12 do 24mm, a kvalitet materijala: S 235 J2G3 (ranija oznaka Č0363) za slabije napregnute elemente, a S 355 J2G3 (ranija oznaka Č0563) za jače napregnute elemente u zoni oslonaca i u sredini mosta.

Donji pojas je sandučastog preseka, visine 1300mm i širine 600mm. Donja lamela je proširena, i širine je 960mm. Debljine limova su od 14 do 26mm. Presek je formiran zavarivanjem. Zbog stabilnosti pritisnutih štapova u eksploataciji i montaži, u sredini sanduka celom dužinom je zavareno podužno ukrućenje širine 600mm i debljine 12 i 16mm. Na svakih 3,75m, (na mestima gde se priključuje poprečni nosač) u donjem pojasu postoji dijafragma .

Čvorni limovi su većinom debljine 26mm, a najdeblji su 36mm. Zbog smanjenja dimenzija i koncentracije napona, mesta prelaska vertikalnog lima pojasa u čvorni lim su zaobljena po elipsi.



Slika 1 – Dispozicija konstrukcije

Dijagonale su sandučastog preseka formiranog zavarivanjem. Visina svih dijagonala (upravno na ravan glavnog nosača) je 600mm, a širina (u ravni glavnog nosača) je promenljiva. Najveći broj dijagonala je širine 500mm, u zoni blizu oslonaca je 600mm, a dijagonale koje se sustiču u oslonačkom čvoru na stubovima 3 i 4 su širine 650mm. Debljine limova su od 10 do 30mm. Obzirom na specifičan način vezivanja za čvorni lim (sučeonim zavarivanjem koje je opisano u odeljku o tehnologiji izrade), ispred čvornog lima se, na dužini koja je jednaka širini lamele, lim dijagonale u ravni čvornog lima podebljava na debljinu čvornog lima.

Limovi dijagonala, upravno na ravan čvornog lima su maksimalne debljine 16mm, i zavaruju se za olučasti umetak između čvornih limova, takođe sučeono.

U ravni gornjeg pojasa glavnog nosača se nalazi spreg sa rombičnom ispunom bez vertikala, čije su dijagonale napravljene od valjanih nosača IPB1 300, visine 290 mm. Na početku i kraju sprega se nalazi portalna rigla, sandučastog preseka, dimenzija 700x600mm.

Donji spreg je takođe sa rombičnom ispunom, ali sa poprečnim nosačima kao vertikalama. Dijagonale sprega su cevi Ø168 x 71 mm.

Kolovoznu konstrukciju, u vidu korita koje nosi tucanički zastor, formiraju: kolovozni lim debljine 14mm sa podužnim trapeznim ukrućenjima – korubama i poprečni nosači na međusobnom razmaku od 3,75m. Korube se nalaze na osovinskom razmaku od 715mm, visine su 285mm, širine 350mm i debljine 8mm, formirane abkantovanjem i podužno zavarene za kolovozni lim. Kolovozni lim je sa dvostranim nagibom od 2.5% i podužno je kontinualno zavaren za donji pojas glavnog nosača. Korube prolaze kontinualno kroz poprečni nosač. Zbog smanjenja koncentracije naprezanja otvori na rebru poprečnog nosača su posebno konstruisani a koruba je zavarena uz rebro poprečnog nosača na 2/3 svoje visine.

Kako je razmak čvorova glavnog nosača 7,5m to se poprečni nosači nalaze ne samo u čvorovima već i u sredinama polja donjeg pojasa, odnosno na svakih 3,75m. Visina poprečnog nosača se linearno menja od 1300mm uz donji pojas, do 1403mm u sredini raspona. Debljina vertikalnog lima je 16mm. Donja lamela je dimenzija 300x20mm.

Glavni noseći elementi na konstrukciji su urađeni od čelika S 235 J2G3(slabije napregnuti) i S 355 J2G3 (jače napregnuti). Svi ostali elementi (spregovi, dijafragme, ukrućenja, poklopci, pešačka staza, kanal za kablove ,penjalice i sl.) su urađeni od čelika S 235 JR G1 i S 235 JRG2. Ukupna težina konstrukcije iznosi 2 320 t.

5 STATIČKI PRORAČUN

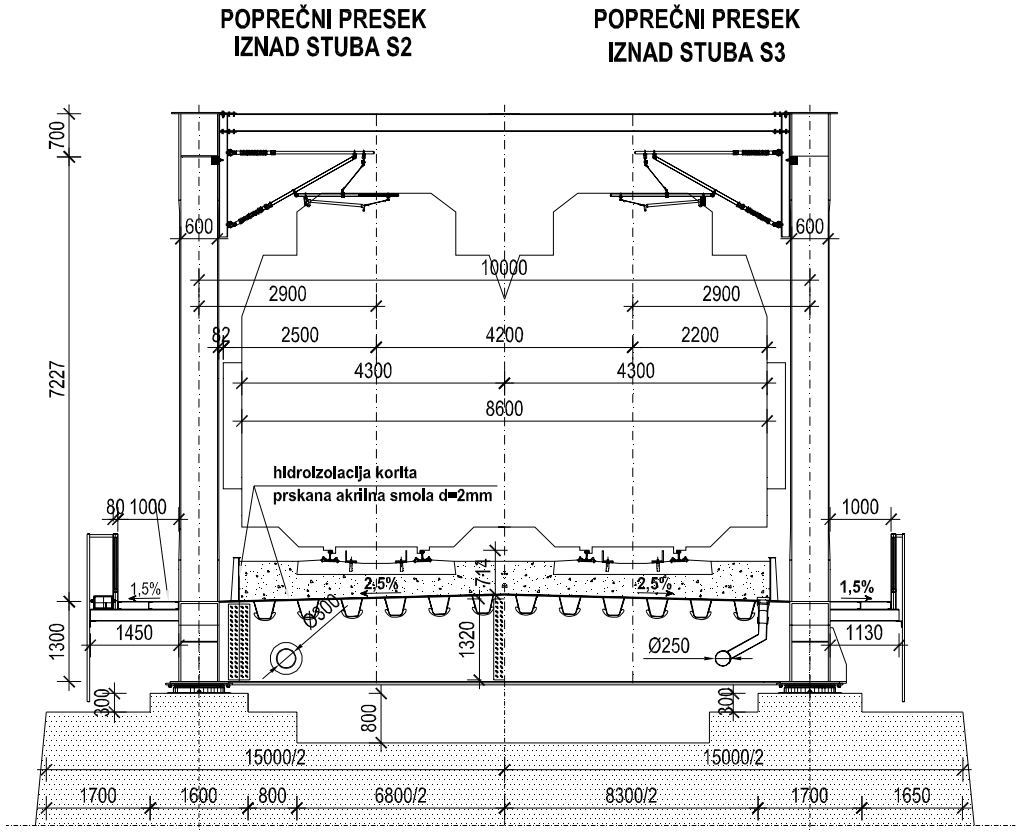
Za proračun uticaja u konstrukciji korišćen je Pravilnik 316 o tehničkim normativima za određivanje veličina opterećenja i kategorizaciju železničkih mostova.

Maksimalan ugib u sredini mosta za dejstvo pokretnog opterećenja iznosi 8,53 cm.Maksimalno obrtanje oslonca je iznad stuba S1 i iznosi 0,2 %.

6 TEHNOLOGIJA IZRADE

Formiranje svih konstruktivnih elemenata u radionici se izvodi zavarivanjem. Kod sandučastih preseka spajanje horizontalnog i vertikalnog lima se obavlja zavarivanjem (bez punog provara) ½ V šavom C kvaliteta. Kontrola 100% ultrazvukom. Svi sučeoni (poprečni) šavovi su kvaliteta V. Radiografska kontrola 100%.

Svi poprečni sučeoni šavovi moraju biti "B" kvaliteta (JUS ISO 5817 i SRPS.C.T3.010) odnosno prema ranijoj oznaci "S" kvaliteta. Svi šavovi moraju biti izbrušeni sa lica i naličja - gde je to moguće. Svi radionički sučeoni šavovi u presecima gde preovlađuje zatezanje moraju biti radiografski 100% kontrolisani, a gde je preovlađujući pritisak radiografska kontrola mora biti 50%, ostatak ultrazvuk. Svi poprečni sučeoni šavovi na montaži moraju biti 100% radiografski kontrolisani. Svi ostali šavovi (K, ugaoni ½ V) podležu 100 % ultrazvučnoj kontroli.



Slika 2 – Karakteristični poprečni presek konstrukcije

7 LEŽIŠTA

Ležišta na mostu su neoprenska (lončana). Na obalnom stubu S1 -desno se nalazi nepokretno ležište u svim pravcima a levo je nepokretno ležište u pravcu mosta a pokretno upravno na most. Sva ostala ležišta sa desne strane dozvoljavaju pomeranje samo u pravcu mosta, a na levoj strani su ležišta koja dozvoljavaju pomeranja u oba pravca, da bi se zbog širine mosta dozvolilo dilatiranje i u poprečnom pravcu.

Maksimalna podužna dilatacija ležišta na stubu S6 iznosi ±200mm.

8 ANTIKOROZIONA ZAŠTITA

Antikorozionu zaštitu čelične konstrukcije izvesti u svemu prema odredbama JUS ISO 12944/2002 za kategoriju korozivnosti C5-I sa vekom trajanja > 15 god. Izabran je sistem epoksid/poliuretan sa oznakom S6.03 sa 4 premaza ukupne debljine 280 μm. Unutrašnje strane sandučastih poprečnih preseka glavnog nosača i koruba, koji su hermetički zatvoreni, zaštititi samo osnovnim epoksidnim premazom bogatim cinkom ,debljine 40 μm. Hidroizolacija kolovozne konstrukcije se izvodi na bazi akrilnih smola prskanjem pod pritiskom. Dvoslojna hidroizolaciona membrana mora biti najmanje debljine 2mm. Na ovako izvedenu hidroizolaciju se postavlja tucanički zastora bez ikakve dodatne zaštite.

Hidroizolacija pešačke staze se izvodi nanošenjem prskanog protivkliznog premaza na bazi akrilnih smola.

Tarne površine u spojevima sa visokovrednim vijcima zaštititi mezalizacijom ALMg5 debljine 150 μm prema SRPS.U.E7.140

9 MONTAŽA

Jedan od mogućih načina montaže je podužno navlačenje konstrukcije.

Izrada montažnih komada čelične konstrukcije u radionici limitirana je gabaritom u toku transporta. Dužine montažnih komada su do 25 m.Maksimalna širina je oko 4,35m.

Na desnoj obali ka Beogradu, neposredno ispred obalnog stuba S1 formira se gradilište gde se prispeli montažni komadi dalje ukrupnjavaju, i vrši se njihova ugradnja u konstrukciju.

Kolovozna konstrukcija se izrađuje iz dva montažna dela približne širine 4,35m. U sklopu sa kolovoznim limom su i korube i poprečni nosači.

Po formiranju jedne sekcije glavnog nosača pristupa se spajanju kolovozne table sa donjim pojasom i montaži donjeg i gornjeg sprega. Kompletira se deo konstrukcije dužine 45 - 50m, sa isturenim "kljunom" dužine 15m, koji se sastoji od donjeg pojasa glavnog nosača (bez kolovozne table, zbog smanjenja težine), ukrućenog samo donjim spregom. Tako sklopljena konstrukcija se podužno navlači preko obrnutih kolica, postavljenih na obalnom stubu i pomoćnim jarmovima. Podužno pomeranje konstrukcije duž osovine mosta vrši se ka Nišu, dok se ne dovede u položaj da se osloni na pomoćni jaram u prvom polju. Potom se na obali na već formiranu rešetku priključuje novi montažni deo za koliko je izvršeno dalje podužno navlačenje konstrukcije. Proces se ponavlja sve dok se ne namontira svih 322,5m konstrukcije, odnosno dok se kljun ne osloni na obalni stub ka Nišu. Tada se kljun dograđuje nedostajućim gornjim pojasom, dijagonalama i kolovoznom pločom u dva polja, i na taj način se formira kompletna čelična konstrukcija mosta.

Sav posao u formiranju rešetke na desnoj obali obavlja se u pokretnoj montažnoj hali, neposredno ispred stuba ka Beogradu. Na taj način su obezbeđeni povoljni uslovi za zavarivačke i AKZ radove.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Miško Gunjača[1]

MOST SA KOSIM ZATEGAMA PREKO REKE TISE U MESTU ADA

Rezime:

U radu je prikazan postupak projektovanja novog mosta u sistemu sa kosim kablovima raspona 245.1m (77.4+167.7m) kada je za glavni nosač novog mosta uslovljeno korišćenje segmenata grede za ukrućenje demontiranog kontinualnog grednog mosta preko Dunava sa lokacije Vilshofen–SR Nemačka prvobitnog raspona 4x25,8+54,5+3x25,8+12,9 m. Nova mostovska konstrukcija je formirana od montažnih komada od više dekompozitovanih delova demontiranog mosta, nakon njihovog preuređenja i pridržana sa 3, odnosno 3+1 parom kablova, u sistemu lepeze, preko „A"- pilonskog stuba, visine 60m iznad nivelete grede mosta.

Ključne reči: Most, Drumski, Kosi kablovi, Novi statički sistem, Demontirani most

CABLE STAYED BRIDGE ACROSS THE RIVER TISA IN TOWN ADA

Summary:

This paper presents design proceeding of the new asymmetric two–span cable stay bridge (77.4+167.7m), in case when the bridge stiffening girder was forming of the dismantling parts of multispan beam bridge (4x25,8+54,5+3x25,8+12,9 m) over Danube from Vilshofen- FR Germany. Because of under such condition, every new segmental part of new stiffening girder are forming from a few precompositionaly segments of existing dismantling parts. After dissembling proces the new stiffening girder is carry in two-span with 3 and 3+1 couples of cable in modified fan system with anchor points at the pylon top. The height of pylon is 60m above the traffic line

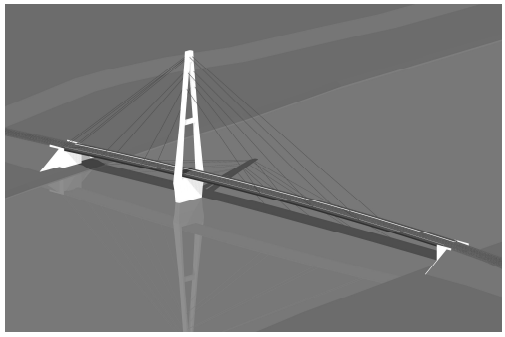
Key words: Road Bridge, Stay cables, New construction system, Dismantling bridge

[1] Dipl. inž. građ., NB ČELIIK doo, Beograd

1 UVOD

Na Tenderu za projektovanje i izgradnju drumskog mosta preko reke Tise u Adi, Tenderskim idejnim projektom bio je predložen most sistema sa kosim kablovima raspona 2x25,8+90,3+4x25.8 m sa šest stubova u rečnom toku i gredom za ukrućenje, formiranom od segmenata demontiranog kontinualnog grednog mosta preko Dunava, raspona 4x25,8+54,5+3x25,8+12,9 m, dobijenog iz donacije Vlade SR Nemačke 2002 godine, sa lokacije Vilshofen-Nemačka, nakon demontaže deponovanih na lokaciji prevodnice u Bečeju. Tenderski uslovi se nisu mogli menjati, ali je Tenderom bilo omogućeno da se priloži i alternativno rešenje, pa je Inter-most AD, na predlog autora ovog rada, priložio gredni most sa modifikovanom kontinualnom gredom za ukrućenje, sa tri stuba u rečnom toku.

Nakon dobijanja posla, daljom razradom projektnih rešenja, sa ciljem redukovanja cene izgradnje mosta, Inter-most AD je, prema predlogu autora ovoga rada, kao svog imenovanog glavnog i odgovornog projektanta, Investitoru predložio još dva moguća rešenja, ali u sistemu mosta sa kosim zategama. Prvo rešenje sa tri stuba u rečnom toku sa rasponima od 51.6 +90.3+51.6+51.6m, i sa gredom za ukrućenje nepromenjene visine, i drugo, smelije, rešenje, sa samo jednim stubom u rečnom toku sa gredom za ukrućenje preko dva raspona, dužina: 77.4m i 167.7m, (sl. 1) od rekonstruisanog i dekompozitovanog čeličnog nosača demontiranog mosta, pridržanom sa 3, odnosno 3+1. parom kablova, u sistemu lepeze, sa AB konstrukcijom „A"-pilonskog stuba uklještenog u rečni stub mosta, visine 60m iznad kote nivelete grede mosta. Drugi predloženi koncept mosta u sistemu sa kosim kablovima Investitor je prihvatio, pa je na osnovu usvojenog koncepta urađen glavni projekat, koji je Tehnička kontrola Investitora prihvatila 01.06.2007 godine, a zatim razradom glavnog projekta i izvođački projekat mostovske konstrukcije.



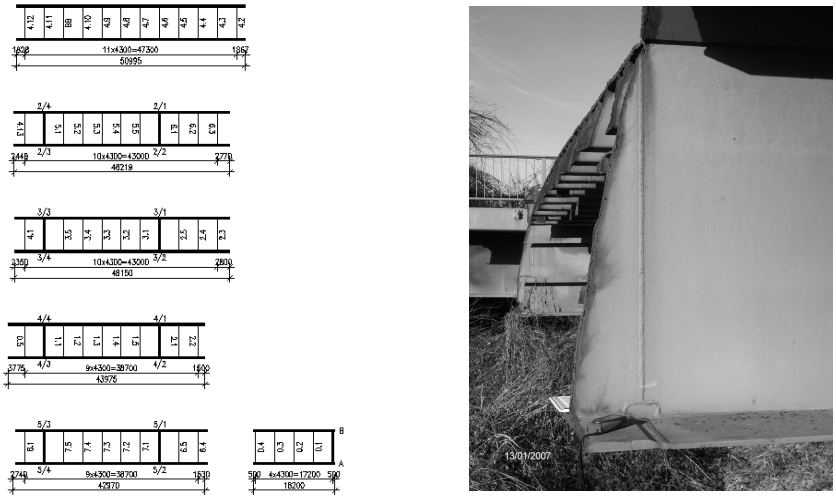
Slika 1-3D model usvojenog rešenja

2 POSTOJEĆA ČELIČNA KONSTRUKCIJA MOSTA

Čeličnu konstrukciju demontiranog mosta, deponovanu na levoj obali prevodnice u Bečeju, sačinjavalo je šest delova raspoređenih prema priloženoj skici.

Konstrukcije deponovanih komada su detaljno vizuelno pregledane, izvršeno je snimanje geometrije poprečnog i podužnog preseka, kao i debljina i rasporeda čeličnih elemenata glavnog nosećeg sistema konstrukcije. Podaci dobijeni snimanjem su upoređeni sa jedinom dostupnom dokumentacijom mosta: nepotpunim specifikacijama materijala tri proizvođača mostovske konstrukcije (MAN, Thyssen i DWE), i crtežom pozicija rendgenskog ispitivanje zavarenih spojeva i nivoa naprezanja demontiranog mosta. Iako nepotpuna, dokumentacija je pomogla kod

određivanja mesta za uzimanja ispitnih uzoraka za kontrolu kvaliteta konstrukcije, kao i kod postupka predefinisanja rasporeda budućih montažnih komada u novoj mostovskoj konstrukciji. Naknadnim ispitivanjima, postupcima sa i bez razaranja, utvrđeni su i kvaliteti šavova, debljine AKZ zaštite, kao i fizičke i hemijske karakteristike materijala i nivoi upotrebljivosti konstrukcije.



Slika 2-Raspored i izgled deponovanih montažnih komada na placu

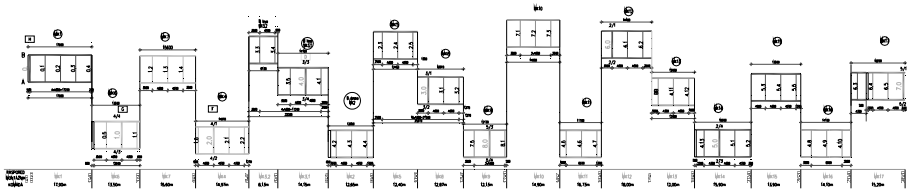
Obavljeni pregledi su pokazali da su konstrukcije deponovanih komada bez značajnijih mehaničkih oštećenja, antikooroziono dobro zaštićene, ali i da su prilikom demontažnog sečenja na krajevima veoma oštećene i isečene pod kosinom (sl. 2), Ovaj nedostatak se morao nadoknaditi kod formiranja nove montažne celine budućeg mosta, jer se obsecanjem gubilo na dužini i do 600mm.

3 ČELIČNA KONSTRUKCIJA NOVOG MOSTA

Prvi analizirani parametar odnosio se na utvrđivanje primenjenih standarda kod proračuna demontiranog mosta i opredeljenje za buduću standardizaciju koja bi se primenjivala kod proračuna novog mosta. Kako naš Pravilnik o opterećenju mostova:1/91 nije potpun, a nastao je delimičnim prevođenjem DIN-a 1072:1985, a kako je i postojeća mostovska konstrukcija, koja je izvedena 1981 godine, računata po DIN-u 1072: ali izdanje iz 1967godine, kao osnov za dalji proračun usvojen je standard DIN 1072:1985 i koncept dopuštenih napona koji on predviđa. Za proračun efektivne širine čelične konstrukcije usvojen je DIN 18809, a za proračun unutrašnjih sila i napona DIN 18809-:1987-09 i DIN 18800-1:1981-03. Za analize dejstva vetra usvojen je standard EN 1991-1-4. Za seizmičku analizu korišćen je nacrt JZS iz 1986godine, kao i preporuke date u EN 1998-1 i EN 1998-2. Za eksploatacioni vek mostovske konstrukcije usvojen je period od 50 godina, prema

preporukama standarda EN 1990/2002, s obzirom da je konstrukcija glavne noseće grede već pretrpela eksploatacioni vek od 20godina.

Ostali analizirani parametri odnosili su se na geometrijske karakteristike demontiranog mosta, sobzirom da su ti parametri direktno uticali na dispoziciono rešenje, geometriju, oblik, izgled i nosivost novog mosta. Utvrđeni raspored materijala kako po kvalitetu tako i po dimenzijama, sračunate krutosti po poprečnim presecima, zadržano rastojanje između poprečnih nosača kao i postojeće nadvišenje mostovske konstrukcije, opredelilo je autora za varijantu, grede za ukrućenje povećane visine, formirane od montažnih komada od više dekompozitovanih delova demontiranog mosta, nakon njihovog preuređenja na placu, (slika 3.). Tako se prvo montiraju montažni komadi MK1 i MK17 u zonama obalnih stubova, koji se, na jednom svom kraju oslanjaju na privremene oslonce–jarmove, a na drugom kraju na obalne stubove. Zatim se u jedan montažni komad, predmontiraju



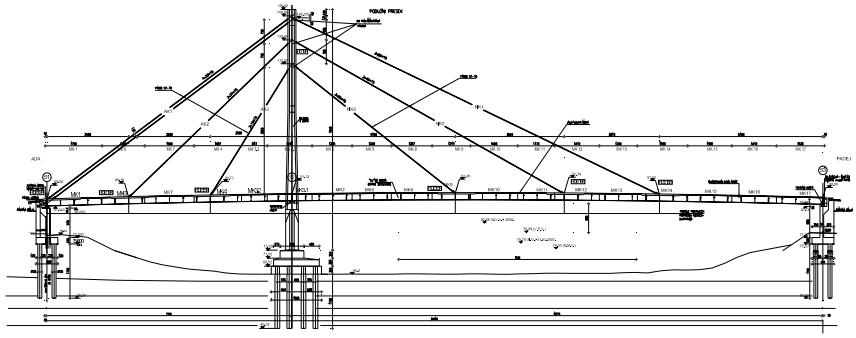
Slika 3- Raspored novoformiranih montažnih komada

montažni komadi MK3.1, MK3.2 i MK2 koji kao objedinjeni čine bazni komadi na pilonskom stubu i montažni komadi MK6, MK7 i MK4 koji sa baznim komadom i komadom MK1 formiraju kontra gredu u kratkom rasponu i osnovu za otpočinjanje konzolnog postupka montaže.

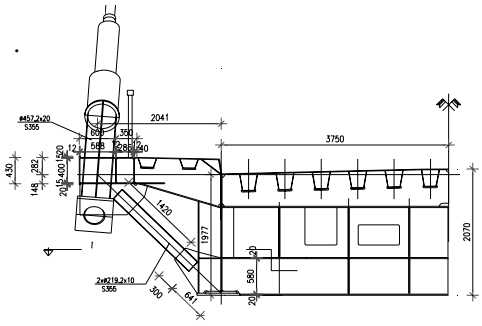
Prema usvojenoj tehnologiji montaže mosta i sračunatim težinama montažnih komada sproveden je postupak proračuna mostovske konstrukcije od uticaja sopstvene težine i dodatnog stalnog opterećenja, čime su dobijeni stvarni moduli elastičnosti kablovskih užadi, sile u njima i pomeranja karakterističnih tačaka grede za ukrućenje i pilonskog stuba. Sračunati efektivni moduli elastičnosti kablova bili su osnov za dalji proračun konstrukcije za saobraćajno opterećenje i druga dopunska i izuzetna opterećenja. Analiza je pokazala da je za dimenzionisanje noseće konstrukcije grede za ukrućenje merodavan slučaj sa ispadom jednog kabla i za te uticaje greda je i dimenzionisana. Dodatni problem kod dimenzionisanja grede za ukrućenje predstavljali su delovi kolovozne ploče koji se nalaze u zonama visokih naprezanja, a koji su zbog sabiranja uticaja iz lokalnog i globalnog sistema zahtevali da se neutralna linija preseka pomeri bliže kolovoznoj ploči. Iz tih razloga ploče pešačkih staza i ploča kolovoza, u navedenim zonama, dobile su dodatna ojačanja u vidu čeličnih flah limova ≠300.30mm, kojima se vršilo poravnanje naponskih ekstrema u ploči kolovoza, što je rađeno i u osnovnom projektu.

Novoprojektovani poprečni presek mostovske noseće grede je visinski povećan za 600mm, na visinu od 1997mm, a postojeće flanše su po širinama od 700mm i 900mm zadržane kao osnov, dok su debljine usvojene od 30 do 80mm. U skladu sa naprezanjima u konstrukciji određen je kvalitet materijala u njima. Dodati vertikalni lim visine 600mm, po debljini je ostao isti sa debljinama vertikalnih

limova postojeće konstrukcije, ali je na celoj dužini usvojen u kvalitetu S355JO. Poprečni nosači, na mestima kačenja kablova, pretvoreni su u pune krute dijafragme sa sandučastim donjim pojasem, a sa obe strane uz svaku poprečnu dijafragmu usvojeni su kruti rešetkasti poprečni spregovi iz razloga obezbeđenja torzione krutosti nosača, za slučajeve zamene kabla ili akcidentalnog prekida istog.



Slika 4- Dispozicioni izgled mosta



Slika 5. Veza kabla i grede za ukrućenje

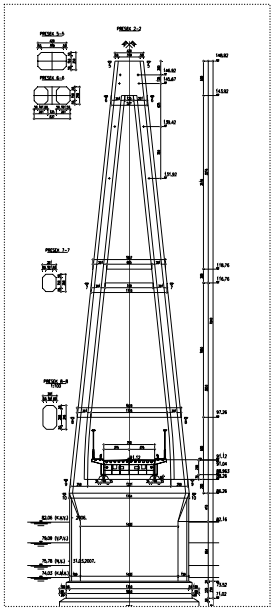
Za kablove mostovske konstrukcije usvojeni su kablovi, firme Freyssinet, sa paralelnim žicama. Kod proračuna i usvajanja kablova kao i kod usvajanja grede za ukrućenje merodavni su bili uticaji od prekida ili uklanjanja jednog kabla iz nosivosti u konstrukciji (max. dopušteni napona zatezanja u kablu ograničen je na 750.5N/mm^2).

4 PILONSKA KONSTRUKCIJA I STUBOVI MOSTA

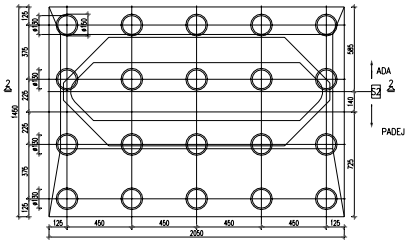
Pilon, slika 6, je od armiranog betona MB 40, V-3, M-150. Uklješten je u ležišnu gredu stuba, na koti 88.26, i pravougaonog je poprečnog preseka b/h=250/390cm, sa oborenim ivicama 50/50cm. U prvih 9m visine, iznad ležišne grede, do kote 97.26, menja vrednost do b/h=200/350cm i do kote 116.76, na kojoj se nalazi i donja ivica prečage, poprečni presek se redukuje na b/h=200/250cm, odakle je do vrha pilona, nepromenljiv b/h=200/250cm. Na poslednjih 5 m visine pilona elementi preseka su spojeni u jedinstven presek, dimenzija na vrhu 250/420cm. Vrh pilona je na koti 148.92. Prečaga je pravougaonog poprečnog preseka b/h=150/200 cm, i nalazi se na polovini visine pilona.

Stub pilona je masivan, hidraulički oblikovan, od armiranog betona MB 35, V-3, M-150. Stub se oslanja na naglavnicu šipova preko hidraulički oblikovanog AB jastuka, debljine 2.5m. Naglavnica je dimenzija 20.5x14.5x2.5 m, a do dna Tise je zaptivni beton MB 30, debljine 2.5m. Gornja površina naglavne grede, visine 0.5 m,

je u nagibu, kao i gornja površina jastuka, da ne bi došlo do zadržavanja nanosa. Stub je fundiran na 20 šipova prečnika Ø1500mm, dužine 17 m. na kotu fundiranja 49.02, oko 4 m u dubljem sloju SM/SP. S obzirom da su postojali veliki momenti od stalnog opterećenja, naglavnica sa šipovima je centrisana na 1.4 m za stalno i pokretno opterećenje, da bi se ujednačile sile u šipovima.



Krajnji stubovi S1 i S3 su gotovo istih dimenzija. Stub prema Adi, S1, je širi od stuba S3 za 80 cm, zbog revizione komore za kontrolu i intervencije na kablovima. AB platna stubova su debljine 120 cm i vutom se proširuju u ležišnu gredu, širine 220 cm. Ležišta se oslanjaju na stub preko kvadera, a na stubu S1, zatezni oslonci su smešteni u niše u ležišnoj gredi i usidreni u beton stuba. Niše su otvorene i u nagibu prema čelu stuba, da se ne bi zadržavala voda. Krajnji stubovi su fundirani na po 8 šipova prečnika Ø1250 mm, dužine 17 m. Fundirani su na koti 58.50 i svojim donjim delom su ‘’ušli’’ u sloj peska SM/SP od oko 2.5 do 3.5 m.



Slika 6- Pilon, stub i osnova šipova

5 ZAVRŠNE NAPOMENE

Glavni i izvođački projekat mosta je urađen u Sektoru za projektovanje preduzeća “Inter-Most” ad Beograd, koje je bilo i glavni izvođač radova na izgradnji mosta. Most je urađen kao sastavni deo buduće “Banatske Magistrale”.

Slika 7- Izgled mosta na dan 2.07.2008.

Investitor:
Opština Ada i JP »Putevi Srbije«,
Glavni i odgovorni projektant:
Miško Gunjača, dipl.inž.građ.
Odgovorni projektanti:
Zdenko Hriberšek, dipl.inž.građ.
Željko Ličina, dipl.inž.građ.
Zoran Luković, dipl.nž.građ.
Tanja Stanić, dipl.inž.građ.
Odgovorni izvođači radova:
Dragomir Lukić, dipl.inž.građ.
Slavica Bjelica, dipl.inž.građ.
Saša Mićić, dipl.inž.građ.
Đorđe Denčić, dipl. inž. maš.
Tehnička kontrola projektne dokumentacije i nadzor kod izvođenja konstrukcije:
Dr.Zoran Florić, dipl.inž.građ. i Mr. Bratislav Stipanić, dipl.inž.građ.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Željka Radovanović [1]

SREDNJE TEMPERATURE U MOSTOVIMA DEFINISANE NA OSNOVU MJERENJA NA REALNOM MODELU

Rezime:

U radu su prikazani rezultati sopstvenih eksperimentalnih istraživanja dejstva temperature na betonske mostove. Realna konstrukcija, armirano betonski pješački most u Podgorici, bio je prototip za ova istraživanja. U radu je zažeto prikazan plan mjerenja i karakteristike mjerne opreme za mjerenje temperature. Na osnovu izmjerenih temperatura u betonu, uz primjenu metoda regresione analize, predložen je postupak određivanja maksimalnih srednjih temperatura u betonu mostova zavisno od maksimalnih satnim dnevnim temperaturama vazduha u hladu. Maksimalne satne dnevne temperature vazduha u hladu su zvanični podaci izmjereni na Meteorološkoj stanici Podgorica.

Ključne riječi: betonski mostovi, temperatura, srednje temperature u betonu

MAXIMAL AVERAGE TEMPERATURES IN THE BRIDGES BASED ON MEASUREMENT IN THE REAL MODEL

Summary:

Result of own experimental research of temperature action on the concrete bridges is presented in this paper. Real structure, reinforcement pedestrian bridge in Podgorica was prototype for this research. Measurement plane and characteristic of measurement equipment for temperature measuring is condensed presented in this paper. Method for calculation depending maximal average temperatures in the concrete bridges from maximal hourly daily shade air temperatures is proposed based on measurement date and regression analyses method. Maximal hourly daily shade air temperatures are official date of the Metrological Station Podgorica.

Key words: concrete bridges, temperature, average temperatures in the concrete

[1] Mr, dipl.inž.građ., Saradnik, Građevinski fakultet Univerziteta Crne Gore, Podgorica

1 UVOD

Crnoj Gori pretstoji usvajanje Evrokodova kao nacionalnih standarda. Jedan od standarda je standard koji definiše dejstvo temperature na mostove. U okviru ovog standarda biće neophodno definisati Nacionalne anekse u kojima ćemo na osnovu svojih istraživanja dati parametri koji važe za naše klimatsko područje ili ćemo se odlučiti da usvojimo parametre koji se već nude kao rješenje u propisima EN 1991-1-5, [2]. Da bismo mogli definisati Nacionalne anekse potrebno je da napravimo mape izotermi za svoju teritotiju, utvrdimo funkciju zavisnosti uniformne temperature od temperatura vazduha u hladu i definišemo grafik temperaturnih razlika. Sopstvena baza eksperimentalnih istraživanja prvi je korak na putu usvajanja parametara koji definišu uticaje temporature na mostove u mediteranskom klimatu.

Armiranobetonski pješački most „Zabjelo“ u Podgorici u toku izgradnje je instrumentalizovan za praćenje temperature. Finansijska podrška Ministarstva prosvjete i nauke Crne Gore i Građevinskog fakulteta i entuzijazam mnogih učesnika u ovom istraživanju omogućili su da se ovaj most instrumentalizuje i prati u nizu serija mjerenja od početka oktobra 2006. do kraja juna 2007. godine.

Podaci o izmjerenim satnim temperaturama vazduha u hladu, o brzini vjetra, solarnoj radijaciji i vlažnosti vazduha na poziciji meteorološke stanice u Podgorici dobijeni su od ovlašćene ustanove, Republičkog hidrometeorološkog zavoda Crne Gore (RHMZ).

Na osnovu izmjerenih podataka o temperaturama u betonu karakterističnih presjeka u kojima je vršeno mjerenje i dobijenih zvaničnih podataka o temperaturama vazduha u hladu, postavljene su matematičke zavisnosti u cilju definisanja uniformne komponente temperature u betonu sandučastih mostova.

Nakon analize rezultata mjerenja i uočavanja međuzavisnosti primijenjen je statistički metod obrade podataka korišćenjem dijagrama rasipanja i metoda regresione analize.

Sopstvene jednačine zavisnosti srednjih temperatura u betonu u funkciji od temperatura vazduha u hladu upoređene su za jednačinama drugih autora i krivom kojom je ova zavisnost definisana u Eurocodu 1991-1-5, [2].

2 OPTEREĆENJE OD PROMJENE TEMPERATURE PREMA PROPISIMA EUROCODE 1991-1-5

U opštem slučaju, promjena temperature prouzrokuje nelinerni temperaturni profil u konstrukciji. Eurocode 1991-1-5, [2], definiše uniformnu komponentu kao ravnomjerno raspoređenu temperaturu po poprečnom presjeku konstrukcije, a temperaturnu razliku kao razliku temperatura na vanjskim površinama i temperature na određenoj dubini.

Distribucija temperature po dubini presjeka mosta dijeli se na dva dijela:

- Uniformnu temperaturu ili srednju temperaturu u mostu ili kako se još vrlo često zove efektivnu temperaturu u mostu;
- Temperaturnu promjenu ili temperaturnu razliku po dubini mosta, koja se sastoji se od linearne i nelinearne komponente.

Uniformna komponenta ΔT_u je razlika ekstremne, minimalne ili maksimalne, efektivne-srednje temperature T_N i temperature u trenutku zatvaranja konstrukcije $T_{0.}$ Temperaturna razlika ΔT_M, izaziva savijanja i rotacije u konstrukciji. Temperaturna razlika varira linerno po visini poprečnog presjeka.

Nelinearna komponenta temperaturne razlike ΔT_E prouzrokuje nelinearne unutrašnje napone u konstrukciji ili takozvane izjednačavajuće napone u konstrukciji.

Srednje-efektivne ili uniformne temperature su u prvom redu odgovorne za širenje i skupljanje konstrukcije mosta. Ovakva definicija vrlo se često srijeće u literaturi i u suštini ona je tačna samo za konstrukcije kod kojih nijesu spriječena pomjeranja. Jasno je da na realnoj konstrukciji temperatura ni u jednom trenutku ne djeluje kao uniformna, već je ona uvijek kombinacija sve tri komponente: uniformne temperature, temperaturne razlike i nelinearne komponente sadžane u njoj.

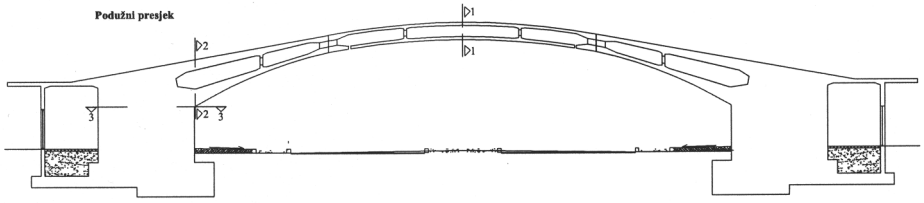
3 MJERENJE TEMPERATURE NA REALNOM MODELU

Armiranobetonski pješački most „Zabjelo“ opremljen je pouzdanom mjernom opremom sa malom greškom mjerenja. Podaci su očitavani periodično, u serijama mjerenja u toku građenja konstrukcije i nakon njenog puštanja u eksploataciju. Izvršene su dvije serije mjerenja prije postavljanja završnog sloja na pješačkoj stazi i tri serije mjerenja u toku eksploatacije, kojima su obuhvaćene ekstremno niske temperature vazduha, ekstremne temperaturne razlike u toku dana i ekstremno visoke temperature vazduha.

3.1 POLOŽAJ I KARAKTERISTIKE MJERNE OPREME

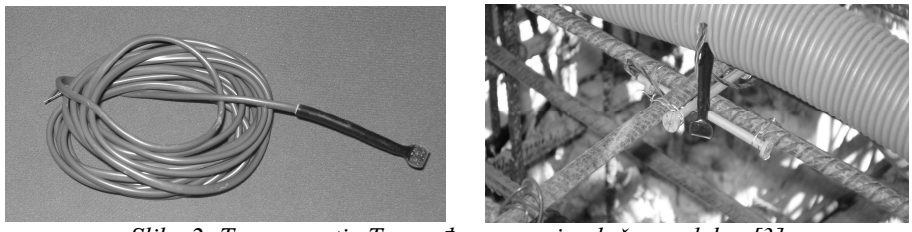
Presjeci koji su praćeni označeni su na slici 1, na kojoj je prikazan podužni presjek mosta.

Ukupno 76 termoparova i 50 mjernih traka je ugrađeno tokom izgradnje mosta. Mjerna oprema ugrađivanja je u više faza, koje su bile uslovljene fazama betoniranja konstruktivnih elemenata mosta.



Slika 1: Instrumentalizovani poprečni presjeci, [3]

Termoparovi tip T, proizvod kompanije TML-Japan, imaju temperaturni opseg od -100^{0}C do +400^{0}C i tačnosti mjerenja $\pm$ 0.06% mjerenja. Termopar tip T izrađen je sa ojačanim i vodootpornim krajem koji je osljetljiv na promjenu temperature.



Slika 2: Termopar tip T ugrađen u gornju ploču sanduka, [3]

Termoparovi ugrađeni u betonsku masu mjere temperaturu unutar betona. Takođe, ugrađeni su i termoparovi koji mjere temperaturu unutar sanduka i termoparovi koji mjere temperaturu spoljašnjeg vazduha.

4 TEMPERATURA U MOSTU

4.1 FAKTORI KOJI UTIČU NA TEMPERATURE U MOSTU

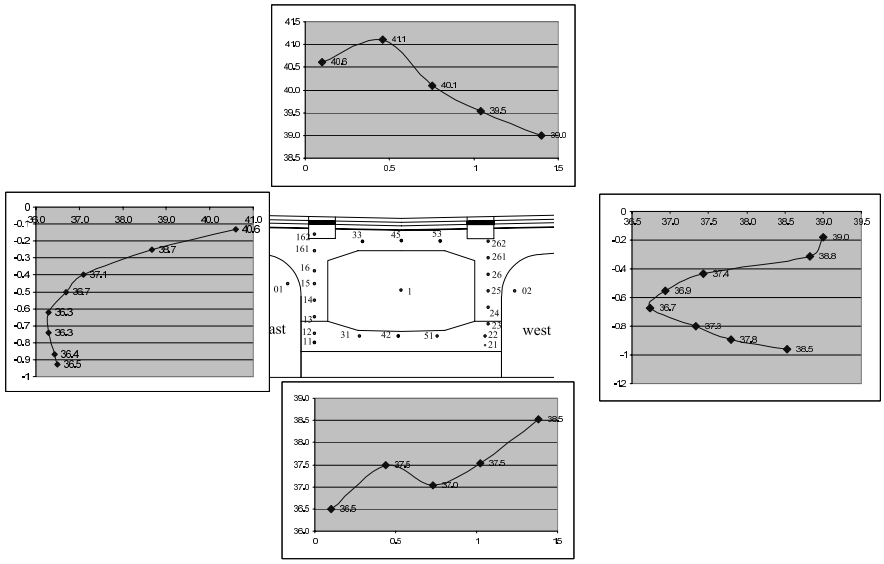
Temperatura u konstrukciji u prvom redu zavisi od metereoloških uslova na lokaciji objekta, a potom od termalnih karakteristika materijala, karakteristika površine i geometrije poprečnog presjeka. Meteorološki uslovi su vrlo kompleksni za potpuno razumijevanje, a najvažniji faktori koji utiču na temperature u konstrukciji su: dnevne temperature, solarna radijacija, brzina vjetra, padavine, ostali vremenski uslovi. Konbinacija gore navedenih faktora stvara složenu distribuciju temperature po dubini poprečnog presjeka subkonstrukcije mosta. Uobičajeno je da se uticaji vlažnosti i brzine vjetra, zbog složenosti karaktera njihovog dejstva, kao i manjeg nivoa značaja u odnosu na temperaturu okruženja zanemaruju.

4.2 SREDNJE-EFEKTIVNE TEMPERATURE U BETONU MOSTA

Nakon svake od serija mjerenja na pješačkom mostu „Zabjelo“ podaci, koje data logger snima u obliku ASC fajla, su prebacivani u EXCEL fajlove, za svako očitavanje, u kojima je već bilo zadato: osrednjavanje tri čitanja za redom, proračun srednjih temperatura u betonu poprečnog presjeka i crtanje grafika promjene temperatura po visini presjeka.

Na slici 3 prikazana je distribucija temperature po dubini, za jedno od izvršenih mjerenja.

U konstrukcijama sa spriječenim pomjeranjem, kao što je most “Zabjelo”, uniformna komponenta proizvodi deformisanje konstrukcije i nije lako precizno definisati šta je uniformna komponenta temperature, a šta je temperaturna razlika.



Slika 3: Temperature registrovane u presjeku 1-1, mjerenja od 22.06.2007. u 18:00,[3]

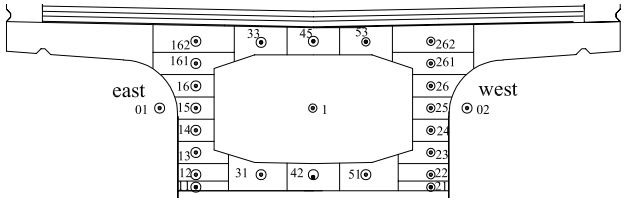
U ovom istraživanju poprečni presjek je izdijeljen na djelove u čijem centru je lociran termopar, slika 4. Srednja temperatura u mostu je određena na osnovu jednačine (1):

$$T_{av,t} = \frac{\sum_i A_i T_i}{A} \tag{1}$$

gdje je

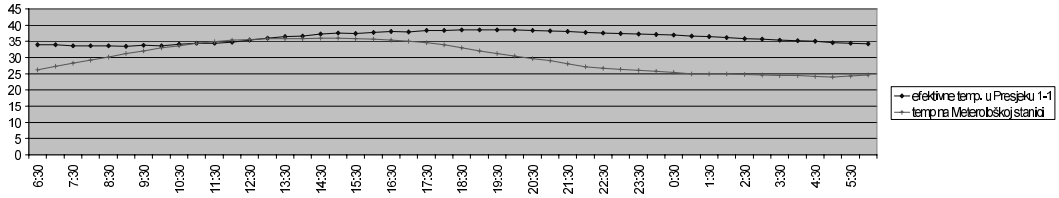
T_i – temperatura izmjerena na termoparovima

A_i – površina dijela betonskog presjeka



Slika 4: Poprečni presjek 1-1, [3]

Nakon sortiranja i sređivanja ogromnog broja podataka registrovanih eksperimentalnim mjerenjem moglo se pristupiti analizi podataka. Na osnovu iscrtanih grafika sati – čitanja (različitog tipa), a na slici 5 dat je jedan od njih, jasnije su se uočavale pravilnosti promjena temperatura u betonu tokom perioda čitanja.



Slika 5: Sati-srednje temp. u betonu i sati- temp. na met. stanici, 22.06. - 23.06.2007, [3]

Grafici daju početnu sliku o karakteru procesa transporta temperature sa okolne sredine do unutrašnjosti sandučastih poprečnih presjeka. Na osnovu ovih grafika zaključujemo da srednje-efektivne temperature u betonu vremenski kasne u odnosu na temperature koje se registruju na meteorološkoj stanici Podgorica.

4.3 MAKSIMALNE SREDNJE TEMPERATURE U BETONU

Veza minimalne dnevne srednje temperature u betonu i maksimalnih satnih dnevnih temperatura može se uspostaviti ako se prethodno postavi, međuzavisnost srednjih dnevnih temperatura i maksimalnih satnih temperature u toku dana. Ova zavisnost dobijena je regresionom analizom podataka svih Meteoroloških temperatura, većih od 30^0C, za ljeto 2007., kada su registrovane najviše temperature vazduha u hladu za posljednjih 50 godina mjerenja na području Podgorice.

Na slici 6. uporedo su pretstavljene vrijednosti maksimalnih srednjih temperatura u betonu izmjerene u ljetnjoj seriji mjerenja, i vrijednosti definisane jednačinom (2) Ž.

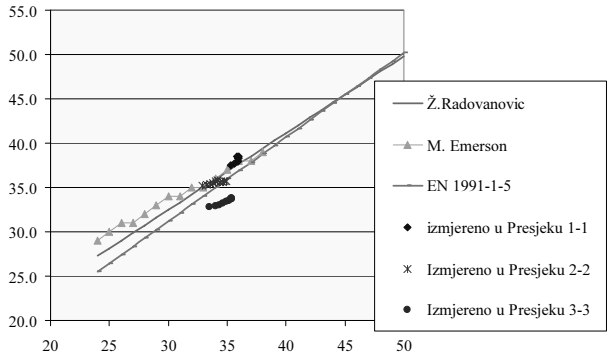
Radovanović, evropskim propisima [2] i u rezultatima istraživanja koje je prezentirala M. Emerson [1].

$$_{max}T_{sr,b} = 0.867\, t_{max,\,v} + 6.45 \quad za \quad t_{max,\,v} > 24^0C \qquad (^0C) \qquad (2)$$

gdje su:

$t_{max,\,v}$ - maksimalne satne temperature vazduha u hladu

$_{max}T_{sr,b}$ – maksimalne srednje temperature u betonu



Slika 6: Veza "Maksimalne srednje temperature u betonu maksimalne satne temperature vazduha u hladu"

Napominjemo da se u presjecima visine manje od 1m mogu se očekivati veće maksimalne srednje temperature u betonu za do 2^0C od onih dobijenih jednačinom (2), dok se za presjeke više od 1m mogu očekivati maksimalne srednje temperature u betonu manje za do 2^0C od onih dobijenih jednačinom (2).

5 ZAKLJUČAK

Predloženim metodom možemo sračunati maksimalne srednje temperature u betonu sandučastih mostova za bilo koje područje Crne Gore, postavljajući na osnovu podatka iz Republičkog hidrometeorološkog zavoda za to područje funkciju zavisnosti srednjih dnevnih temperatura od satnih dnevnih temperatura vazduha u hladu.

Podatke bi trebalo dopuniti istraživanjima na mostovima sa pločastim i grednim poprečnim presjekom, jer u ovim poprečnim presjecima prirast temperatura tokom dana mogao bi biti veći nego kod mostova sa sandučastim poprečnim presjekom.

Postojeći računski modeli konstrukcija, berem oni koji su našim inženjerima trenutno dostupni, ne mogu valjano da obuhvate uticaj temperature na konstrucije.

LITERATURA

[1] *Extreme values of bridge temperatures for design purposes* / M.Emerson // TRRL Laboratory Report 744, Berkshire 1976

[2] *EUROCODE 1: Action on Structures - Part 1-5 "General Actions - Thermal Actions" //* European Committee for Standardization

[3] *Doktorska disertacija "Uticaj temperature na armiranobetonske mostove sandučastog poprečnog presjeka"* / Radovanović Ž. // Građevinski fakultet Univerziteta Crne Gore

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Ljiljana Arsić-Paljić [1] *, Jefto Terzović* [2]

PRIKAZ KONSTRUKCIJE SPORTSKOG CENTRA U KUVAJTU

Rezime:
U radu je dat prikaz konstrukcije sportskog kompleksa u Kuvajtu koji je projektovan za potrebe PAAET (Ministarstvo obrazovanja i sporta). Sportski kompleks se sastoji iz dve celine: stadiona za 8000 gledalaca i kompleksa zatvorenih dvorana, koga čine univerzalna sportska dvorana, dvorana za plivanje i skokove u vodu, te sale za fitnes i skvoš sa administrativnim delom. Stadion je sastavljen od dve konstruktivne celine: tribine istočnog i zapadnog dela su projektovane u armiranom betonu, dok je nadstrešnica stadiona projektovana u čeliku, kao konzola velikog raspona. Kod univerzalne sportske sale i sale za plivanje, krov je projektovan kao čelična prostorna struktura.

Ključne reči: stadion, sportska dvorana, čelična prostorna struktura, veliki raspon, konzola

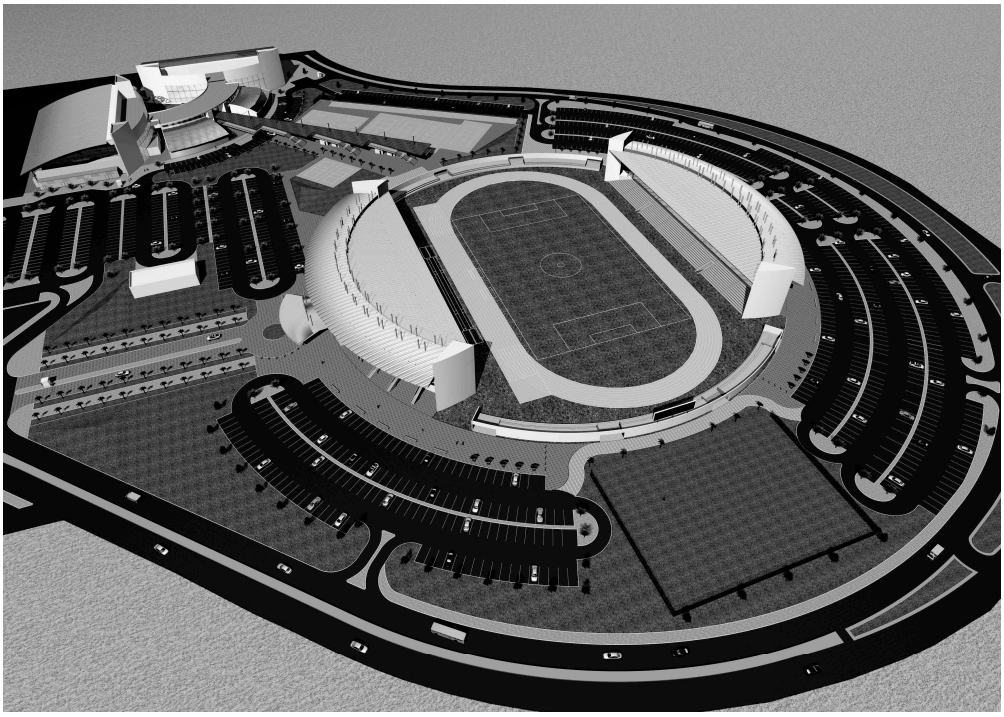
REVIEW OF STRUCTURE OF SPORT CENTER IN KUWAIT

Summary:
The review of the structure of sports facilities in Kuwait, that is designed for the needs of PAAET is given in this paper. Sports facilities consists of two parts: stadium for 8000 spectators and the complex of indoor sports facilities consists of multipurpose hall, swimming and diving hall, and halls for fitness and squash, with administrative part. The stadium is made of two structural parts: the stands of eastern and western part are designed in the reinforced concrete, while the roof structure is designed in steel, as a cantilever of a great span. At the Multipurpose hall and Swimming & Diving Hall, roof is designed as a steel space structure.

Key words: stadium, sport hall, steel space structure, great span, cantilever

[1] Mr, dipl.ing. arh., asistent na Arhitektonskom fakultetu u Beogradu
[2] Dipl. ing. arh., asistent na Arhitektonskom fakultetu u Beogradu

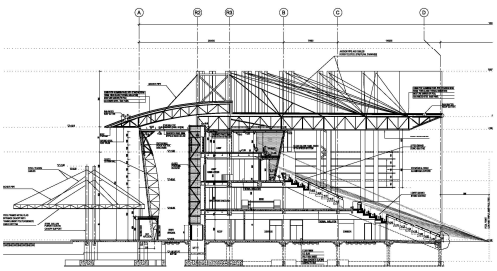
1. STADION – ISTOČNI I ZAPADNI DEO

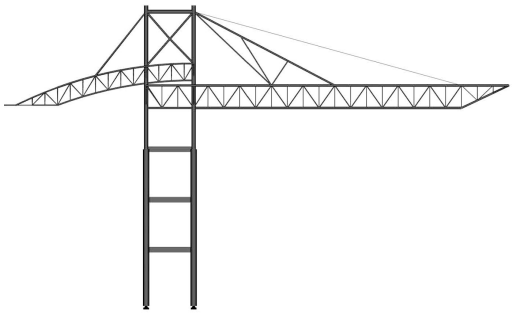


Slika 1 – Aksonometrijski prikaz kompleksa

Na kraju severa i juga zapadne tribine projektovana su armiranobetonska jezgra trouglaste forme u osnovi, u kojima su smeštene vertikalne komunikacije i instalacioni šahtovi. Ukupna dužina tribine u pravcu sever-jug je 120.220m.
Stubovi su do nivoa +8.500 armiranobetonski, spoljneg prečnika 60cm, sa projektovanom čeličnom krutom armaturom od profila „HEA360“. Od ovog nivoa, pa naviše, projektovani su čelični stubovi od cevi Ø400, t=10mm (bešavna cev).
VELIKA KONZOLA (prema terenu) ima najveći raspon od 30m i, prema idejnom projektu, ima osnovni konstruktivni sistem linijske prostorne rešetke. Čine je u gornjem pojasu dve paralelne cevi Ø191, t=10mm, na međusobnom razmaku 2050mm, dok u donjem pojasu ima jednu cev Ø191, t=10mm. Visina ove prostorne rešetke je 1.8m. VELIKA KONZOLA je na svakih 1500mm po dužini nosača spojena štapovima u vertikalnim ravnima (bešavne cevi Ø89, t=10mm). Ovi trouglovi od navedenih cevi spajaju gornji i donji pojas prostorne rešetkaste strukture. Izmedju ovih vertikalnih trouglova u svim kosim ravnima, kao i u gornjoj horizontalnoj ravni izvršena je triangulacija od bešavnih cevi Ø89, t=8mm. Na taj način kompletna VELIKA KONZOLA je triangulisana i predstavlja prostorni rešetkasti linijski konzolni nosač (slike 2, 3, 4 i 5).
Sa vrha svakog stuba (kota +23.500) polaze prednaprežući *FREYSSINET* kablovi i to jedan ka čvoru gornjeg pojasa VELIKE KONZOLE (čvor udaljen 4.5m od njenog vrha) koja je

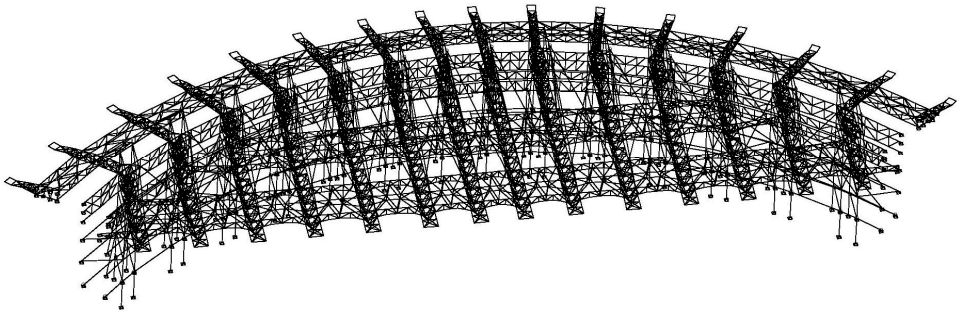
oslonjena na taj stub i drugi koji hvata čvor gornjeg pojasa susedne VELIKE KONZOLE (čvor udaljen 10.5m od njenog vrha). Osim ovih prednaprežućih kablova, sa vrha svakog stuba polazi i sistem razupirača – cevi Ø159, t=8mm, ali samo prema čvorovima gornjeg pojasa one rešetke koja je oslonjena na taj stub.
MALA KONZOLA, raspona 13m, usmerena je od stadiona prema spolja i njeni nosači su raspoređeni u radijalnim pravcima. Ovi nosači su analogni nosačima VELIKE KONZOLE, pri čemu su preseci čeličnih cevi respektivno manji, u saglasnosti sa statičkom analizom.





Slike 2 i 3 – poprečni presek i proračunski model velike i male konzole sa stubovima

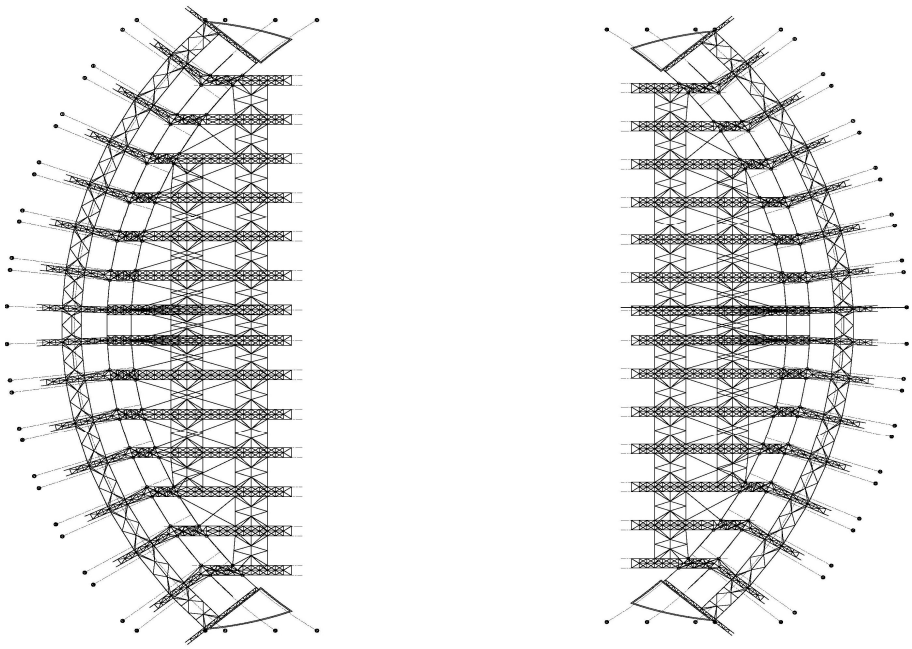
KONSTRUKTIVNI SISTEM ČELIČNE KONSTRUKCIJE NADSTREŠNICE STADIONA ZAPAD je integralno stabilan, tek sa potpunim sistemom nosača VELIKE KONZOLE, MALE KONZOLE, stubova, zatega iznad krova, podupirača ispod krova i sa sistemom vertikalnih i horizontalnih spregova. Sistem podupirača – parovi cevi Ø159, t=10mm – primenjen je samo na tri VELIKE KONZOLE najbliže armiranobetonskim jezgrima, jer je arhitektonski zahtev bio da rešetke u središnjoj zoni nemaju podupirače. Sistem horizontalnih spregova (slike 4, 5 i 6), obezbeđuje stabilnost konstrukcije u pravcu sever – jug.



Slika 4 – proračunski model "stadion-zapad" u programskom paketu TOWER 5.5

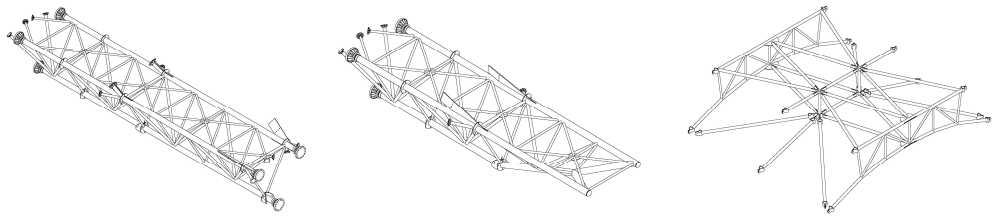
PRORAČUN KONSTRUKCIJE je izvršen u programskom paketu „TOWER 5.5". Usvojeno je značajno opterećenje od vetra odozdo na gore (2kN/m^2), koje deluje na VELIKU KOZOLU, s obzirom da tribine, koje se nalaze ispod nje, svojom geometrijom pojačavaju dejstvo vetra, proizvodeći specifičan efekat uzgona. Osim rožnjača i lakog krovnog pokrivača, predviđeno je i gravitaciono opterećenje (0.5kN/m^2) od prašine nanete peščanom olujom, koje su česte u tom podneblju. Usvojeno je temperaturno opterećenje od 70^{o}C, jer u ekstremnim uslovima

temperatura vazduha na otvorenom dostiže oko 50^{o}C. Prednaprežuća sila u kablovima, TOWER-om je simulirana njihovim zamrzavanjem, što je dalo očekivane zatežuće sile od oko 300kN. Sprovedena modalna analiza je pokazala izuzetnu krutost konstrukcije, čiji je najveći period oscilovanja samo 0.65s! Nad predloženim poprečnim presecima štapova – cevi – vršene su kontrole napona i stabilnosti po EVROKODU, sa kvalitetom čelika „Fe 510". Iterativnim postupkom usvajani su oni preseci koji obezbeđuju potpunu lokalnu i globalnu stabilnost sistema. Provera dejstva svih relevantnih kombinacija opterećenja (pri čemu je tretirano i ukupno gravitaciono opterećenje), pokazala je da vrh konzole silazi za 7cm od idealnog horizontalnog nivoa. Pod uticajem vetra odozdo, vrh VELIKE KONZOLE oscilira oko ove kote, pri čemu je njegovo najveće odizanje 29cm. Na istočnoj tribini vrh VELIKE KONZOLE ide na gore takođe za 29cm, na dole za 7cm.



Slika 5 – Izgled krovne konstrukcije stadiona (ukupna površina krova je 10000m^2)

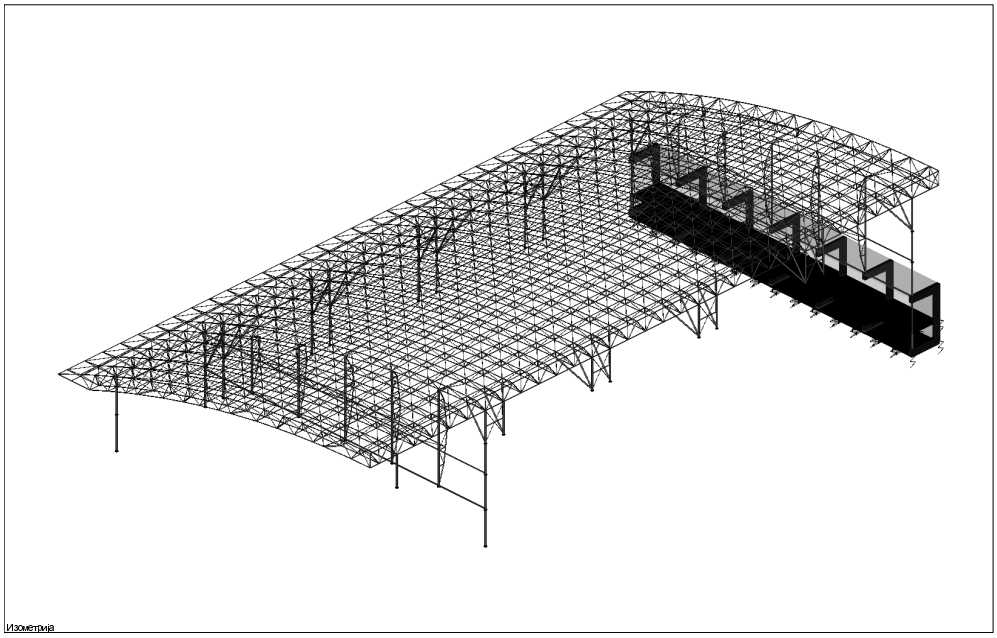
VELIKA KONZOLA, čiji je prepust 30m, biće izrađena od segmenata (slika 6), koji će na gradilištu biti sklopljeni u celinu, isključivo visokovrednim zavrtnjima klase 10.9, bez zavarivanja, što je princip koji je primenjen na sve elemente konstrukcije.



Slika 6 – segmenti VELIKE KONZOLE i blok horizontalnog sprega

2. UNIVERZALNA SPORTSKA SALA I SALA ZA PLIVANJE

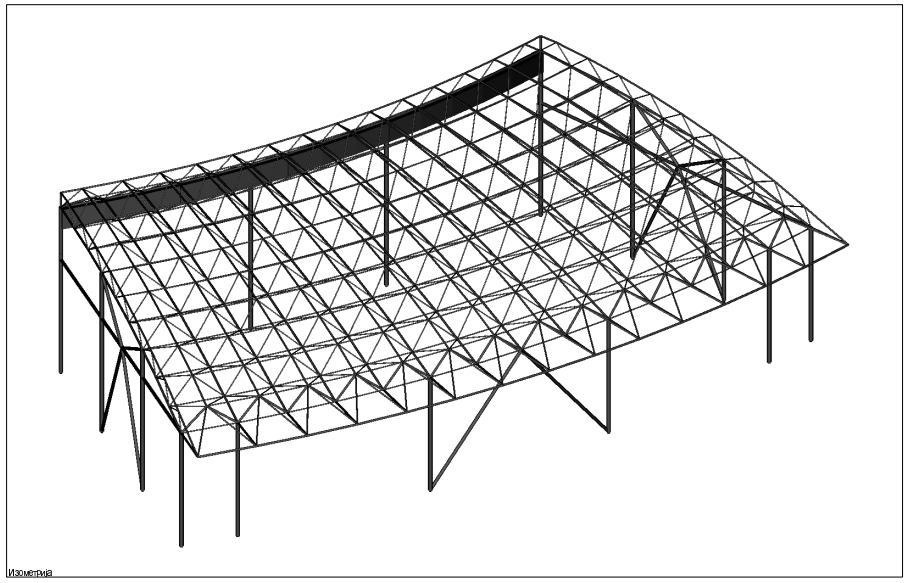
Ova dva objekta su u konstruktivnom pogledu, što se tiče čelične konstrukcije krova i fasadnih zidova, kao i po obliku konstruktivnog sistema isti.
Sale su pravougaonog oblika dužine 85.25m i širine 42.0m. Po obodu osnove smešteni su stubovi čiji je raster 7.0 m u poprečnom pravcu, dok je u podžnom pravcu raster stubova 2.7m i 13.29m naizmenično. Visina prostorne krovne rešetke je 1.75m .Cilindrični oblik krovne strukture oba objekta i raspored stubova po fasadnim ravnima u navedenom ritmu koordinatnih osa daje idealnu mogućnost primene prostorne rešetke. Usvojen je modularni sistem odredjen rasporedom geometrijskih osa i položajem stubova u fasadnim i obodnim ravnima. Štapovi gornjeg i donjeg pojasa su od bešavnih cevi Ø108, t=8mm. Prostorne dijagonale su takodje od bešavnih cevi, Ø89, t=6mm.
U neposrednoj okolini stubova projektovani su kosnici-kosi podupirači, koji idu kroz prostor u gornjoj zoni unutrašnjosti objekta, kao kapiteli oko stubova. Ovi kosi podupirači doprinose stabilnosti konstruktivnog sistema kao celine i smanjuju vertikalna i horizontalna pomeranja čvorova sistema.
Dimenzije stubova su Ø216, t=10mm, a dimenzije kosih podupirača su Ø159, t=8mm.
U fasadnim i obodnim ravnima projektovani su vertikalni spregovi od cevi Ø133, t=8mm i Ø159, t=8mm.
Preko kugli „MERO“ sistema prostorne rešetke sistema u gornjem pojasu naležu u podužnom pravcu - pravcu izohipsi sekundarni nosači a preko njih je sistem pokrivača od sendvič lima sa termoizolacijom.



Slika 7 – Izometrijski prikaz proračunskog modela univerzalne sportske sale

3. SPORTSKA SALA ZA FITNES I SKVOŠ

Krovne konstrukcije ovih sala su toroidalnog oblika. Stubovi su smešteni po obodu osnove tako da je raspon u poprečnom pravcu 16.5m a dužina je 33.8m
Izabrani konstruktivni sistem je takodje prostorna rešetka visine 0.75m koja se i ovde prosto nameće, pravilnim izborom geometrijskog oblika uslovljenim arhitektonskim oblikovanjem i rasporedom geometrijskih osa koje odredjuju raspored stubova po obodnim zidovima.
Cevi pojasnih štapova su Ø108, t=8mm, dok su dijagonalnih štapova su Ø89, t=8mm. Stubovi su od bešavnih cevi Ø216, t=10mm, a horizontalne fasadne grede i vertikalni spregovi po fasadnim i bočnim fasadnim ravnima su takodje bešavne cevi Ø159, t=8mm.



Slika 8 – Izometrijski prikaz proračunskog modela sportske sale za fitnes

Proračun univerzalne sportske dvorane i sale za fitnes i skvoš uradjeni su pomoću programa TOWER 5 i analizirani su za dejstva stalnog i korisnog vertikalnog opterećenja, kao i za dejstvo vetra , temperature i seizmičkih sila sa svim relevantnim kombinacijama, slično kao kod stadiona. Maksimalno vertikalno pomeranje u prvcu vertikalnog opterećenja kod univerzalne dvorane iznosi 4.7cm. Kontrole napona i stabilnosti vršene su po EVROKODU, a sve cevi prostorne rešetke predvidjene su od čelika „Fe 510".
Proračun celog kompleksa urađen je pod rukovodstvom profesora dr Milorada Ristića, uz saradnju potpisnika ovog teksta. Početak izgradnje kompleksa predviđen je za april 2009. godine.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

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

PROJEKT KONSTRUKCIJE NOVOG AVALSKOG TORNJA

Rad prikazuje projekt konstrukcije Novog Avalskog tornja. Novi Avalski toranj se gradi na mestu starog (1964-1999) a po Projektnom zadatku i Projektu izgledaće kao stari. Namena Tornja je da bude turističko-telekomunikacioni objekt. Konstrukcija Tornja je armiranobetonska do visine od 136,650 m a zatim čelična do vrha na visini od 204,330 m. U radu se prikazuju najmarkantniji delovi Projekta: proračun opterećenja vetrom kao dominantnog opterećenja, armiranobetonska konstrukcija i čelična konstrukcija.

Ključne reči: Toranj, opterećenje vetrom, konstrukcije - betonske i čelične.

DESIGN OF THE NEW AVALA TOWER

The piece presents the Structural Design of the New Avala Tower. The New Avala Tower is being constructed on the place of the old one (which existed in period 1964-1999) and according to the Design Specifications and the Design itself, it will resemble the old one. The Tower will have a tourist and a telecommunication purpose. Its structure is reinforced concrete up to the height of 136,650 m and from that height to the top at 204,330 m - steel. The piece presents the most significant segments of the Design: the analysis of the wind load as the dominant load, the reinforced concrete structure and the steel structure.

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

1 UVOD

Stari Avalski toranj (slika 1) projektovan je 1959-1960, a izveden 1961-1964. Srušen je 1999. u vazdušnim napadima NATO-a. Toranj je služio kao telekomunikacioni i turistički objekt, sa antenama za radio, televizijske, poštanske i druge komunikacije i restoranom u gondoli na 118 m. Restoran je oko 1970. zatvoren, a njegove prostorije su postale prostor za smeštaj opreme RT Beograd.

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 Pro-jektni zadatak [3]. Projekt [4] novog Avalskog tornja poštovao je ove zahteve pa je konstrukcija podeljena na armiranobetonski deo visine 136,650 m i čelični deo visine 67,680 m, što zajedno čini ukupnu visinu Tornja od 204,330 m.

Dominantno delovanje na konstrukciju je delovanje vetra koje je u [4] vrlo de-taljno razmatrano. Obzirom da je reč i interaktivnom (vetar – konstrukcija) i itera-tivnom proračunu, proračunavan je Toranj u celini i posle poklapanja ulaznih karak-teristika konstrukcija i izračunatog delovanja vetra odgovarajuće presečne sile su poslužile za dimenzionisanje konstrukcija armiranobetonskih i čeličnih. U nastavku teksta daju se kratki prikazi analiza delovanja vetra, konstruisanja i proračuna armiranobetonskog i čeličnog dela Tornja.

2 DELOVANJE VETRA NA TORANJ

Na samom početku rada konstatovana su velika pomerljivost i velika naprezanja delova konstrukcije od delovanja vetra. Intenziteti sila vetra upoređeni su sa istima iz Statičkog proračuna [1]. Pokazalo se da je intenzitet delovanja vetra u aktuelnom projektu [4] dva puta veći nego u starom [1], (slika 2) ! Ispostavilo se, takođe, da ovo nije nepoznata činjenica, (mada gotovo potpuno nepoznata u široj stručnoj javnosti), i da je Studija [5] i [6] još 1985. došla do istovetnih zaključaka.

Analiza proračuna delovanja vetra u [1] pokazala je da način tretmana vetra kao opterećenja u originalnom projektu [1] nije bio korektan ni po onda važećim propi-sima PTP-2:1948. Iskustva sa eksploatacije Tornja kao telekomunikacionog objekta 1964-1999. bila su vrlo nepovoljna i potvrđivala su nedovoljnu krutost konstrukcije. Toranj se njihao i naginjao tako da je pri svakom jačem vetru upotrebljivost antena dolazila u pitanje, a o udobnosti korisnika izražene preko veličine horizontalnog ubrzanja, nije moglo biti ni govora.

Proračun delovanja vetra novog Tornja u [4] urađen je prema JUS U.C7.110:1991 i JUS U.C7.113:1991. Informativno, urađen je proračun i po Evropskoj normi EN 1991-1-4:2005, a konsultovane su i druge norme, već prema temi – britanska CP3:Ch.V:Part 2:1972 i nemačke DIN 1056:1984 i DIN 4131:1991, DIN 4133:1991, a zbog poređenja sa 1960. [1] i DIN 1055:1938 i DIN 1056:1956.

Glavne karakteristike studije i proračuna delovanja vetra:

- topografija terena: Toranj je neposredno na šumovitom terenu (klasa hrapavosti C), dok je šira okolina ravan teren (klasa B); razmatranjem svih uticajnih faktora po raznim azimutima zaključeno je da se može usvojiti klasa B kao merodavna;
- osnovna brzina vetra je razmatrana prema različitim izvorima meteorološke literature, a finalni zaključak je da se može usvojiti vrednost iz JUS U.C7.110:1991 - $v_{m,50,10} = 19$ m/s;

- povratni periodi delovanja vetra: 1) upotrebljivost UHF-antena, prema [3], T=2 god; 2) zaleđena čelična konstrukcija, T = 10 god; 3) udobnost korisnika, horizontalna ubrzanja, T = 10 god; 4) nosivost konstrukcije Tornja, T = 50 god;
- koeficijenti sile: betonski deo 1,65 i 1,15 (1960 [1]: 1,20 i 0,80), čelični deo 1,40, 1,45, 1,35, (1960: 2,80);
- frekvencija 1. tona fleksionih oscilacija za Toranj u celini = n_1 = 0,216 Hz;
- proračunske deformacije Tornja: 1) upotrebljivost, nivo težišta UHF-antena = 198,350 m: horizontalni ugib = 705 mm, rotacija = $1{,}060^o \approx 1^o = \varphi_{dop}$; 2) T=50 god: horizontalni ugib vrha betonskog dela = 658 mm, horizontalni ugib vrha Tornja = 1598 mm, rotacija vrha Tornja = 0,0422 rad = $2{,}418^o$;
- horizontalno ubrzanje na nivou gondole na 119 m: a_H = 0,29 m/s^2 > 0,20 m/s^2 JUS U.C7.111:1991, što nije zadovoljavajuće za objekat sa stalnim boravkom ljudi, (ovde je reč o restoranu sa osam stolova), ali bolje nije moglo uprkos svim ojačanjima konstrukcije, pe svega zbog uslova Projektnog zadatka iz t. 1.

3 BETONSKA KONSTRUKCIJA

Armirano-betonska konstrukcija sastoji se od tri noge, stabla i gondola na stablu tornja, slika 1. Ukupna visina armirano-betonske konstrukcije je 136,650 m. Do ulaza u toranj predviđena je prilazna armirano-betonska konstrukcija rampe, sistema kontinualnog nosača raspona 17,80 + 24,40 + 17,81 m.

Donji deo tornja je u armirano-betonski okvirni nosač koji se sastoji iz tri noge promenljivog poprečnog preseka koje su na koti -4,00 m (435,000 mnm) oslonjene na temelje dimenzija 6,00x7,30x2,00 m. U originalnom tornju, na koti 1,20 m noge su bile zglobno oslonjene na temelje koje su bile znatno manjih dimenzija. Međutim, u okviru Glavnog projekta [4] to je promenjeno, tj. noge su kruto vezane za temelje, preko prelazne konstrukcije znatno većih dimenzija, ali uz zadržavanja prvobitnog izgleda simuliranjem zglobne veze na koti 1,20 m. Noge se od kote 17,100 m do 19,100 m spajaju sa armirano-betonskom pločom debljine 2,00 m.

Od kote 19,100 m počinje stablo tornja. Na delu od kote 19,100 m do kote 35,000 m noge tornja postepeno prelaze do osnovnog oblika stabla. Stablo tornja je armirano-betonska konstrukcija zatvorenog sandučastog preseka u obliku ravno-stranog trougla dužine strane (mereno po osi zida) od 7,00 m,(sl. 2). Debljine zidova su 15 cm, a na uglovima, u presecima osa zidova, predviđena su ojačanja kružnog oblika prečnika 1,040 m. Na delu gondola ova ojačanja prelaze u pravougaoni oblik dimenzija 40x72 cm. Unutar stabla predviđen je još jedan armirano-betonski zid debljine 15 cm, upravan na osu rampe, i koji deli prostor stepeništa od liftovskog prostora. Svi podesti i stepenišni kraci su armiranobetonski debljine 10 cm. Stablo tornja se od kote 19,100 m nastavlja do kote 8,800 m na kojoj je a/b-ploča debljine 30 cm, dimenzionisana tako da primi opterećenje od udara lifta u slučaju havarije lifta. Od kote 102,780 m pa naviše projektovane su gondole i platforme koje su preko sistema horizontalnih i kosih a/b-greda i ploča vezuju za stablo tornja. Radi povećanja normalne sile u stablu, tj. smanjenja ekscentriciteta sile u nižim delovima stabla, predviđeno je prednaprezanje stabla sa 3 kabla u sredinama kružnih ojačanja. Sila prednaprezanja po jednom kablu je: $F_p = 0{,}70F_{pk}$= 3463 kN, tj. $N_k = 3F_p$= 10389 kN. Kablovi se ankeruju u kružna ojačanja na koti 59,000 m, a utežu se ispod a/b-ploče na koti 17,100 m. Na koti 136,650 m a/b-stablo se završava a/b-pločom debljine 1,50m na koju se oslanja čelični antenski stub, (v. t.. 4).

- noge i stablo (a/b-zidovi i kružna ugaona ojačanja) od kote 19,200 do kote 102,780 m: beton MB60, armatura S500H;
- stablo od kote 102,78 m do vrha: beton MB50, armatura S500H;
- temelji i svi ostali elementi konstrukcije (zidovi, grede i ploče): beton MB35, armatura RA 400/500.
- kablovi za prednaprezanje u sredinama kružnih ugaonih ojačanja stabla: tip kabla - 19Ø15,2 mm klase B, Y1860S7.

Statička i dinamička analiza konstrukcije i proračun stabilnosti Tornja obavljen je primenom programa "TOWER5" na 4 prostorna modela korišćenjem metode ko-načnih elemenata. Proračun Tornja je izvršen za 6 osnovnih slučajeva opterećenja i to: stalno opterećenje, korisno opterećenje, prednaprezanje, dejstvo vetra u dva sme-ra i seizmičko dejstvo. Proračun je sproveden i prema teoriji I, i prema teoriji II r.

Proračunski modeli:

- Model 1: 3D-model od grednih i pločastih elemenata, pri čemu je stablo mode-lirano kao gredni elemenat sa odgovarajućim geometrijskim karakteristikama; seizmičke sile nisu merodavne, merodavno je delovanje vetra; ovde su izračunate i periode i forme sopstvenih oscilovanja konstrukcije Tornja.
- Model 2: 3D-model od grednih i pločastih elemenata kao u Modelu 1, gde je stablo složen sistem od 4 zida (tri spoljna i jedan unutrašnji) i 3 gredna elementa sa kružnim ojačanjima na uglovima poprečnog preseka stabla; rezultati proračuna prema ovom modelu su korišćeni za dimenzionisanje horizontalnih i kosih ploča i greda iznad kote 99,440 m i svih ostalih a/b-ploča.
- Model 3: 3D-model samo od grednih elemenata koji služi za proračun stabilnosti ravnoteže konstrukcije Tornja; za kombinaciju (g + 0.5p + prednap-rezanje) određen je faktor kritičnog opterećenja; zatim su sračunate dužine izvijanja i vitkosti pojedinih elemenata nogu i stabla Tornja.
- Model 4: kao Model 1, s tim što se proračun vrši za dve kombinacije optereće-nja koja su merodavna za dimenzionisanje nogu i stabla i to prema teoriji II r.

Dimenzionisanje elemenata konstrukcije sprovedeno je na sledeći način:

- primenom programa "TOWER 5" i pomoću posebnih programa i to prema PBAB:1987 i EN 1992-1-1:2004;
- konstrukcije stabla i nogu: merodavne sile od delovanja vetra znatno su veće od onih u originalnom projektu [1]; primer momenata od delovanja vetra na koti 35,000 m: 1) vetar w_1 (dejstvo vetra na stranu trougla) $M_{1,[4]}$=147,54 MNm ≈ $M_{1,[5]}$=145,10 MN > $M_{1,[1]}$=69,71 MN; 2) vetar w_2 (vetar na ugao trougla): $M_{2,[4]}$=121,19 MNm > $M_{2,[1]}$ 60,66 MNm.
- kose ploče i grede konstrukcija iznad kote 99,440 m i ostale a/b-ploče: na Modelu 2 i prema PBAB:1987.
- noge i stablo: prema EN 1992-1-1:2004 za merodavne kombinacije opterećenja i to prema teoriji II reda (Model 4), za dva slučaja - sa i bez efekata izvijanja: napomena: dimenzionisanje prema PBAB:1987, čak i za slučaj usvajanja naj-veće moguće marke betona MB60, zahtevalo bi povećanje dimenzija poprečnog preseka stabla, što je suprotno zahtevima definisanim u okviru Projektnog zadatka [2].

4 ČELIČNA KONSTRUKCIJA

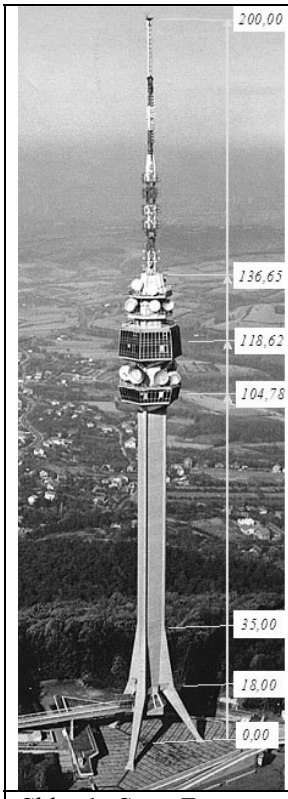
Čelična konstrukcija Tornja projektovana je da odgovara: 1) tehničkim uslovima za smeštaj antena [3], 2) delovanju vetra iz t. 2.

Karakteristike projektovane čelične konstrukcije:

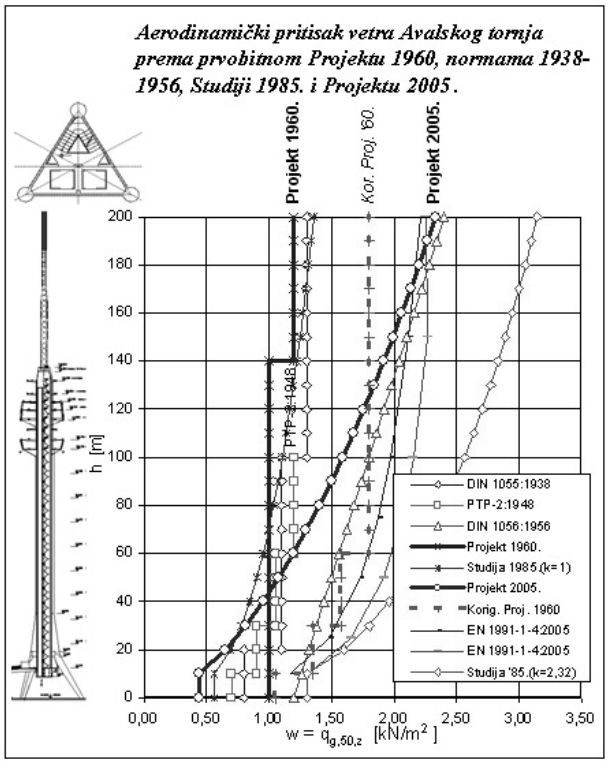
- tri sekcije po visini; donja (osno 2040x2040 mm) i srednja (osno 960x960 mm) kao četvorozidna rešetka, kvadratne osnove, u gabaritima propisanim u [3]; gornje sekcije (700x700 i 600x600 mm) sa VHF- i UHF-antenama nisu pred-met projekta – isporučuju se sa antenama;
- uklještenje čelične konstrukcije u betonsku na +136,650 m preko ubetoniranog segmenta; veza donjeg i srednjeg segmenta upuštanjem srednjeg u donji na dužini od 1750 mm; momenti inercije stuba su oko dva puta veći od itih 1960. po svakom od segmenata;
- svi štapovi rešetki su kružno cilindrične cevi zbog: 1) najboljih aerodinamičkih osobima (min c_f), 2) potrebnih velikih preseka zbog dostizanja potrebne krutosti konstrukcije za uslove upotrebljivosti antena i opšte nosivosti konstrukcije;
- konstrukcija u radionici zavarena, na montaži spojena zavrtnjima sa tačnim naleganjem; zaštita od korozoje sistem duplex (toplo cinkovanje + cink-epoksidni premaz);
- oprema na konstrukciji: platforme sa ogradama, ledobrani, penjalice, nosači kablova, antene;
- materijali konstrukcije: S235JRG2 JUS EN 10025:2003, bešavne cevi DIN 2458, zavrtnji klase 10.9 oblika JUS M.B1.067:1983;
- masa konstrukcije 55 t.

Investitor, projektanti, tehnička kontrola, izvođači

Investitor: Ministarstvo za Kapitalne investicije Vlade Republike Srbije.
Donator za Glavni projekt: Grad Beograd.
Generalni projektant: Saobraćajni institut CIP, d.o.o., Beograd.
Podizvođač za studiju vetra i čeličnu konstrukciju: Delfin Inženjering,d.o.o., Bgd;
Odgovorni projektanti konstrukcije: Šerif Dunica i Branislav Životić za betonski deo konstrukcije Tornja i Aleksandar Bojović za čelični deo konstrukcije Tornja.
Tehnička kontrola: Arhitektonski fakultet Univerziteta u Beogradu.
Generalni izvođač: "Ratko Mitrović" Dedinje d.o.o., Beograd.
Podizvođač za čeličnu konstrukciju: SZP Zavarivač,AD, Vranje.
Nadzorna služba: Saobraćajni institut CIP, d.o.o., Beograd.



Slika 1: Stari Toranj sa karakterističnim visinskim kotama.



Slika 2: Dijagrami aerodinamičkih pritisaka vetra prema raznim proračunima. Kriva "Korigovani proj. 1960" – onako kako je trebalo 1960.

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, 2005.

[5] 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.

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

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Zoran Mišković[1], Goran Milovanović[2], Branislav Životić[3], Ljiljana Mišković[3]

SISTEM ZA MONITORING OBNOVLJENOG TV TORNJA "AVALA"

Rezime

U skladu sa savremenim svetskim tendencijama, da se vrši monitoring svih značajnijih infrastrukturnih i drugi objekta, projektovan je sistem za monitoring TV tornja "AVALA". Sistem, čija je instalacija u toku, koncipiran je da se prate najznačajniji paremetri za određivanje naponsko-deformacijskog stanja u kritičnim presecima konstrukcije, kao i drugih veličina u cilju obezbeđenja stanja upotrebljivosti iste. Primenjeni senzori, kondicioneri i akvizicioni sistem izabrani su kako bi se zadovoljili visoki zahtevi u pogledu pouzdanosti na dug vremenski rok.

Ključne reči: Ispitivanje konstrukcija, konstrukcijski monitoring, eksperimentalne metode

MONITORING SYSTEM OF RECONSTRUCTED TV TOWER "AVALA"

Summary

Following actual practice of structural monitoring of infrastructural and other significant structures is designed monitoring system of reconstructed TV tower "AVALA". System, which is under installation, based on monitoring of the most significant parameters regarding on stress-strain state in critical cross sections of the structure, as well as other parameters important for serviceability state of the structure. Applied sensors, conditioners and acquisition system are chosen to satisfy required high level long-term reliability of the system.

Key words: Structural testing, structural monitoring, experimental methods

[1]Doc.dr, diplomirani građevinski inženjer, Građevinski fakultet Univ. u Beogradu, Bul. kralja Aleksandra 73, Beograd
[2]Diplomirani građevinski inženjer, Ratko Mitrović DEDINJE d.o.o. Kružni put 125, Beograd
[3]Diplomirani građevinski inženjer, Saobraćajni institut CIP d.o.o.,Nemanjina 6/IV, Beograd

1 UVOD

Tokom aktivnosti NATO pakta 1999. godine na Republiku Srbiju došlo je do rušenja većeg broja značajnih infrastrukturnih objekata u našoj zemlji. Tom prilikom srušen je i jedan od simbola Republike Srbije i grada Beograda, TV toranja na Avali, koji više od trideset godina krasio planinu nadomak Beograda i bio simobol i potvrda domaćih konstrukterskih dostignuća.

Izvestan broj objekata od vitalnog značaja za funkcionisanje saobraćaja i drugih funkcija je obnovljen u periodu neposredno po završetku ratnih aktivnosti. Nešto kasnije, u periodu 2004.-2005. godine, pristupilo se projektovanju, a zatim i rekonstrukciji, TV tornja na Avali. Projekat konstrukcije izrađen je u Saobraćajnom institutu CIP iz Beograda u saradnji sa drugim domaćim institucijama, u prvom redu Građevinskog fakulteta Univerziteta u Beogradu. S obzirom na značaj i karakteristike objekta TV tornja Avala, na osnovu zahteva projektanata konstrukcije i drugih relevantnih učesnika u realizaciji obnove kompleksa na Avali, *Sistem za monitoring tokom izgradnje i eksploatacije* projektovan je po aktuelnim svetskim kriterijumima i uz primenu najsavremenijih tehničkih rešenja iz oblasti tehnologije senzora, akvizicije i upravljanja sistemom.

Na osnovu prethodno definisanog Projektnog zadataka, u prvobitnoj fazi izrađeno je Idejno rešenje Sistema za monitoring u toku izgradnje i eksploatacije obnovljenog dela kompleksa TV tornja Avala. Isto je poslužilo kao osnova za usaglašavanje između svih relevantnih učesnika u realizaciji ovogo značajnog projekta. Tokom projektovanja, ispoštovani su svi relevantni zahtevi i izvršeno unapređenje tih zahteva uz praktično beznačajno povećanje ukupnih troškova sistema. Takođe, s obzirom na specifičnost Sistema, izuzetna pažnja je posvećena karakteristikama neophodnim za dugotrajnu eksploataciju za obezbeđenje pouzdanosti i funkcionalnost u radu. Pri ovome je naročita pažnja posvećena izboru opreme, tj. primenjena je oprema koja je najprimerenija za dugotrajna osmatranja i monitoring, što se ogleda u primenjenim senzorima, logerima podataka i centralnim akvizicionim i upravljačkim sistemom. U tu svrhu primenjena je oprema vodećih svetskih proizvođača i to:

- *National Instruments* – USA /centralni akvizicioni, upravljački deo i software/
- *DataTaker* – Australia /logeri podataka/
- *Geokon* – USA /deformetri i klinometri za dugotrajna merenja /
- *Gill Instruments* - UK /ultrazvučni merač brzine i pravca vetra i spoljašnje temperature/
- *SiliconDesigns* – USA /visokoosetljivi niskofrekventni akcelerometri/

Oprema nabrojanih proizvođača, čiji su kvalitet i pouzdanost potvđeni primenom za dugotrajna merenja i osmatranja građevinskih objekata, uz adekvatan izbor mernih preseka i mesta, garantuje zahtevanu dugotrajnu pouzdanost i stabilnost projektovanog Sistema.

Projektovanom konfiguracijom predviđeno je da se meri 91 veličina, uz mogućnosti priključenja dodatnih instrumenata odgovarajućeg tipa. Takođe, sistem je proširljiv dodavanjem dodatnih modula na prazna mesta u postojećem akvizicionom sistemu odnosno priključenjem na slobodne komunikacijske kanale.

Treba napomenuti da je u svetu postala praksa da se tokom izgradnje svih značajnih infrastrukturnih, kao i drugih značajnih, objekata vrši instalacija monitoring sistema kojim se obezbeđuje permanentno ili povremeno praćenje naponsko deformacijskih stanja u istim. Takođe, u tehnološki najrazvijenijim zemljama, pojavile su se preporuke za konstrukcijski monitoring u generalnom smislu ili za određeni tip konstrukcija kao što su mostovi i dr. Razlozi za ovakve preporuke nalaze se u višestrukim pozitivnim efektima koji proizilaze iz primene monitoringa, kao što je unapređenje održavanja infrastrukturnih objekata, i dr.

2 OPIS I KONCEPCIJA SISTEMA ZA MONITORING

Koncepcija armiranobetonske konstrukcije TV toranja je takva da je ista projektovana prema najdominantnijim uticajima od stalnog opterećenja (sopstvene težine) u vertikalnom pravcu, kao i horizontalnim seizmičkim uticajima i uticajima od vetra. Shodno ovome, koncipiran je izbor veličina za monitoring tokom izgradnje tako da se prate promene naponsko-deformacijskog stanja koje je posledica ovih uticaja. Takođe, na vrhu armiranobetonske konstrukcije, na koti +136.12m, predviđena je montaža čeličnog antenskog stuba ukupne visine 68.01m, za čije naponsko-deformacijsko stanje su relevantni uticaji od vetra. Iz pomenutog razloga, naponsko-deformacijsko stanje se prati u kritičnom preseku stuba, na mestu spoja sa AB konstrukcijom.

Treba napomenuti da je usvojena varijanta sistema optimizovana, uz zadovoljenje zahteva pouzdanosti, fleksibilnosti i dugotrajnosti sistema, uz minimizaciju potrebnih mernih mesta. Shodno prethodno navedenim zahtevima, projektovano je postavljanje senzora u osam mernih preseka P1 do P8, shodno dispoziciji sa slike 1. Tokom izgradnje predviđeno je da se vrši monitoring lokalnih deformacija u još jednom dodatnom mernom preseku, preseku P2a, pema dispoziciji sa slike 1, na oslonačkim "nogama" (stubovima) u cilju određivanja kontaktnog pritiska na tlo kombinovanim eksperimentalno-računskim postupkom u cilju potvrđivanja projektantskih pretpostavki, što predstavlja postredni način određivanja pritiska na tlo.

U cilju praćenja stanja upotrebljivosti konstrukcije, nivoa ubrzanja pri dominantnim horizontalnim uticajima, kao i permanentno određivanje i praćenje dinamičkih karakteristika objekta, predviđeno je merenje ubrzanja u izvesnom broju preseka po visini konstrukcije. Takođe, iz razloga zadovoljenja stanja upotrebljivosti, predviđeno je praćenje naginjanja konstrukcije, meri se rotacija vrha AB dela konstrukcije, što je neophodno za kontrolu vertikalnosti konstrukcije i nesmetano funkcionisanje liftova u eksploataciji.

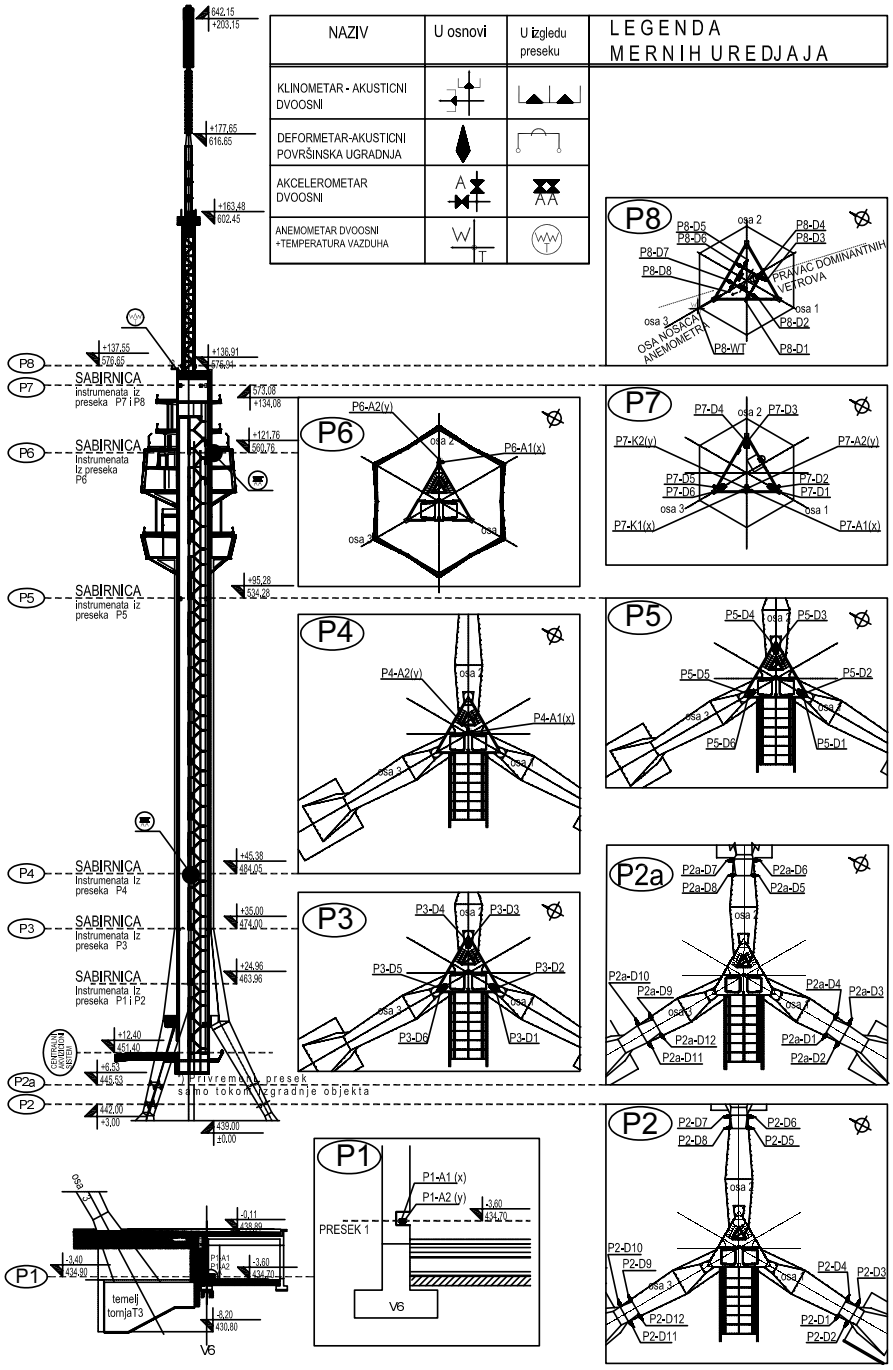
Sistemom se registruju, u presecima prema dispoziciji sa slike 1, sledeće veličine:

- Merenje lokalnih deformacija i temperature AB konstrukcije u presecima P2, P2a, P3, P5 i P7
- Merenje lokalnih deformacija i temperature u korenu čelične konstrukcije nosača antena u preseku P8
- Merenje obrtanja vrha tornja u preseku P8
- Merenje ubrzanja u nivou tla i na konstrukciji u presecima P1, P4 i P6 i P7
- Merenje brzine i pravca vetra kao i merenje temperature u preseku P8

S obzirom na konfiguraciju konstrukcije, u svakom poprečnom preseku, usvojen je broj i raspored senzora kako bi se dobili potpuni i sigurni podaci neophodni za analizu naponsko-deformacijskog stanja i ostalih relevantnih veličina. U tom smislu, na u prescima P2 i P2a, na svakoj od tri oslonačke "noge" tornja, postavljena su po 4 deformetra što obezbeđuje dobijanje potpunog skupa podataka za određivanje naponskog stanja u pomenutom preseku. Na stablu tornja, u presecima P3, P5 i P7 označenim na dispoziciji na slici 1, dilatacije se mere u uglovima trouglastog preseka sa unutrašnje strane uz uparivanje mernih mesta.

S obzirom na dominantna horizontalna ubrzanja, u svakom od preseka gde su postavljeni akcelerometri, preseci P1, P4, P6 i P7 prema dispoziciji sa slike 1, postavljena su po dva akcelerometra za merenje ubrzanja u dva upravna horizontalna pravca.

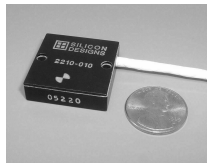
Takođe, u preseku P7 prema dispoziciji sa slike 1, postavljena su dva klinometra za merenje obrtanja u dve upravne vertikalne ravno, čime je potpuno određeno naginjanje vrha AB konstrukcije.



Slika 1 – Dispozicija mernih mesta u sistemu za monitoring

3 PRIMENJENI SENZORI

Ključni element stabilnosti rada sistema za monitoring ostvaren je izborom senzora kojima se registruju merene veličine. Izabrani senzori predstavljaju najprimerenije instrumente za registrovanje dilatacija, obrtanja, ubrzanja i osmatranje pravca i brzine vetra, slika 2.

a/ b/ c/ 

d/

Slika 2- Primenjeni senzori: a/ Deformentri sa vibrirajućom žicom; b/ Klinometar sa vibrirajućom žicom; c/ MEMS akcelerometar; d/ Ultrazvučni anemometar

3.1 MERENJE DILATACIJA

Merenje lokalnih deformacija, dilatacija, vrši se deformetrima koji rade na principu vibrirajuće žice. Isti su izabrani iz razloga njihove izuzetene stabilnosti kroz vreme, i činjenice da imaju integrisan temperaturni senzor što omogućuje eliminaciju temperaturnih uticaja prema temperaturi na svakom mernom mestu. Tačnost merenja je 1me.

3.2 MERENJE OBRTANJA VRHA AB KONSTRUKCIJE

Merenje obratanja u konstrukciji, obrtanja vrha AB tornja, meri se sa dva klinometra koji rade na principu vibrirajuće žice. Postavljaju se da mere obrtanje u dve ortogonalne vertikalne ravni, i na osnovu toga se određuje rezultujuće, maksimalno, naginjanje vrha tornja. Isti su izabrani iz razloga njihove izuztene stabilnosti kroz vreme, i činjenice da imaju integrisan temperaturni senzor što omogućuje eliminaciju temperaturnih uticaja prema temperaturi na svakom mernom mestu. Tačnost merenja je 4"-8".

3.3 MERENJE UBRZANJA

Merenje ubrzanja tačaka konstrukcije i u nivou temelja vrši se MEMS (MicroElectroMachinedSensors) akcelerometrima opsega ± 2 g, dimenzija 2.53 x 2.53 x 0.8 cm, slika 2c. Isti su izabrani iz razloga njihove izuztene stabilnosti kroz vreme i visoke rezolucije sa deklarisanim nivoom šuma od strane proizvođača od 14 x 10^{-6} g/√Hz. Takođe, primenjeni senzori su izuzetno stabilni u pogledu promene osetljivosti pri promeni temperature. Instrumenti su upareni, što omogućuje merenje ubrzanja u odgovarajućim tačkama u dva ortogonalna horizontalna pravca, što je sasvim primereno za predmetni tip konstrukcije gde su uticaji od ubrzanja u vertikalnom pravcu praktično beznačajni.

3.4 OSMATRANJE BRZINE I PRAVCA VETRA

Osmatranje vetra vrši se ultrazvučnim anemometrom izuzetno visoke preciznosti. Brzina vetra u dva ortogonalna pravca određuje se sa tačnošću 0.1 m/s, što omogućuje određivanje pravca vetra od 1^o -2^o. Isti ima ima integrisan temperaturni senzor kao i sistem za grejanje /odleđivanje – Low Temperature De-Icing/, što omogućuje pouzdan rad na niskom temperaturama sprečavanjem stvaranja naslaga leda na senzoru jer se isti montira van konstrukcije.

4 CENTRALNI AKVIZICIONI SISTEM I UPRAVLJAČKI SOFTWARE

Primenjen centralni akvizicioni sistem je renomiranog proizvođača National Instruments – USA zbog mogućnosti modularne konfiguracije i činjenice da je moguće, pored AD konverzije, ostvariti i komunikaciju sa uređajima i senzorima koji imaju i digitalne i komunikacijske izlaze, slika 3a.

Slika 3 – Centralni akvizicioni sistem: a/ Centralna jedinica; b/ Logeri podataka

Očitavanje senzora sa vibrirajućom žicom, primenjenih deformetara i klinometara, vrši se posredno preko logera podataka koji imaju mogućnost priključenja ovih senzora, loger DT515, jednog od vodećih svetskih proizvođača ovih uređaja DataTaker - Australija. Komunikacija između centralnog akvizicionog sistema i 4 logera DT515 ostvaruje se preko RS232 interfejsa.

Konverzija naponskih izlaza sa akcelerometara ostvaruje se 18-bitnom 32 kanalnom AD karticom, dok se komunikacija sa anemometrom ostvaruje preko RS422 interfejsa. Ukupno se meri 91 veličina (što uključuje temperature na svim mestima merenja dilatacija i obrtanja, kao i na mestu merenja brzine i pravca vetra).

Upravljanje sistemom, skladištenje i obrada rezultata monitoringa vršiće se odgovarajućim software-om, čiji je razvoj u toku, na renomiranoj LabVIEW platformi koja omogućuje ostvarenje svih postavljenih zahteva. Ovi zahtevi obuhvataju merenje, skladištenje, prikaz, analizu merenih veličina, kao i ostvarivanje funkcija obaveštavanja i alarmiranja.

5 ZAKLJUČAK

Predmetni sistem za monitoring ovog izuzetnog objekta najprimerenijim izborom senzora i centralnog dela sistema je koncipiran kako bi na najbolji način odgovorio zahtevima pouzdanosti, fleksibilnosti i jednostavnosti u radu. Instalacija sistema se odvija paralelno sa izgradnjom, i prvi, automatski rezultati biće dostupni početkom 2009. godine.

Literatura

[1] *Idejno rešenje monitoringa tokom izgranje i eksploatacije obnovljenog dela kompleksa "Avala"*, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, maj 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] *Glavni projekat obnove dela kompleksa tornja na Avali,* Saobraćajni institut – CIP, Beograd, 2007., Beograd.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Miloš Debeljković[1]

MONTAŽA ČELIČNE KROVNE KONSTRUKCIJE SILOSA KLINKERA CEMENTARE HOLCIM

Rezime:

Montaža čeličnih konstrukcija se obavlja pomoću savremenih sredstava građevinske mehanizacije kao što su auto-dizalice, toranjski kranovi i mehaničke „igle“ ili pomoću priručnih, na licu mesta napravljenih i prilagođenih ručnih sredstava za podizanje – „sajlcug“, poluge, koturače i drugo. Pre početka bilo kakve montaže neophodno je izvršiti proračun pomoćnih oslonaca, tačaka na konstrukciji za kačenje i vezu i izvršiti proveru čelične užadi i ostalih bitnih elemenata za montažu. U ovom izlaganju je prikazana montaža krovne i konstrukcije mašinske kuće – „Penthouse“ AB silosa klinkera u cementari „Holcim“ u Popovcu (Srbija).

Ključne reči: silos klinkera cementa, čelična konstrukcija, auto-dizalica, montaža

STEEL STRUCTURE ERECTION – ROOF CONSTRUCTION OF THE HOLCIM CEMENT PLANT CLINKER SILO

Summary:

The erection of steel structure is performed by using modern building machinery such as cranes, tower cranes, mechanical boom, and other devices, made on the spot and adapted for manual lifting such as wire rope hoist, lever, blocks, etc. Before any erection works are started, it is necessary to make a precise calculation of temporary supports and construction points for lifting and erection as well as to check steel ropes and other erection elements. This paper shows the erection of the Roof and Penthouse construction of the cement clinker silo at the Holcim Cement Plant in Popovac (Serbia).

Key words: cement clinker silo, steel structure, crane, erection works

[1] Diplomirani inženjer građevine, rukovodilac TK sektora, BGA doo, Beograd

1. MONTAŽA KROVNE KONSTRUKCIJE SILOSA KLINKERA CEMENTA

U okviru izgradnje nove linije za proizvodnju cementa u cementari **„Holcim“** u Popovcu, po projektnoj dokumentaciji koju je izradilo nemačko preduzeće **„Kotmann“**, krajem 2006 godine, u preduzeću **„BGA“** iz Beograda izrađena je i antikorozivno zaštićena noseća čelična konstrukcija krova silosa za skladištenje cementnog klinkera (fotos broj 1).

Sam silos je izrađen od prethodno napregnutog armiranog betona, kružnog poprečnog preseka, prečnika 38 m (osovina zida), visine 39,300 metara od novoprojektovane kote ±0,000.

Čelična konstrukcija krova je pored sopstvene težine, težine krovnog pokrivača (jednostruki TR lim) i uticaja iz atmosfere opterećena i tkzv. mašinskom kućom – „Penthouse“ u kojoj je smeštena na dve etaže sva potrebna oprema za proces presipanja cementnog klinkera i odisavanja prašine koja se stvara tokom ovog procesa.

Kvalitet čelika upotrebljenog za ovu konstrukciju je S355, vezivna sredstva su VV zavrtnjevi kvaliteta 10.9 sa punom silom prednaprezanja. Oblik krovne konstrukcije je zarubljena kupa, donjeg prečnika (na mestu oslanjanja) 38 metara, gornjeg prečnika 10 metara, visine 13 metara. Samo konstrukcija je formirana od 18 ravanski rešetki, raspona 20,78 metara, postavljenih vertikalno, visine 1250 mm koje čine izvodnice kupe. One su raspoređene na 20 stepeni po krugu, međusobno su povezane u svakom drugom čvoru rešetke (1+7+1) podužnim nosačima – HEA 140, HEA 160 i HEA 200. Prostornu stabilnost i krutost obezbeđuju spregovi od ukrštenih dijagonala postavljeni između prva četiri polja i poslednja dva polja rešetke kao i između ostalih podužnih nosača po rasporedu šah polja. Postoje i prostorne dijagonale kojima je vezan donji pojas rešetki za podužne nosače (vezani za čvorove rešetke u gornjem pojasu) čime se smanjuju i njihov raspon. U pravcu izvodnica postoje dva polja između rešetki sa spregovima u ravni omotača koja su postavljena naspramno jedno drugome. Donji oslonac (na betonu) svake pojedinačne rešetke je formiran od ležišne ploče, debljine 20 mm, koja prosto naleže na prethodno formirani i ubetonirani oslonac na betonskom prstenu. Guma, debljine 40 mm koja je postavljena u oslonac na betonskom prstenu svojom elastičnošću omogućuje pomeranje ležišta. Na mestu gornjeg oslonca svih 18 rešetki je međusobno povezano moćnim poligonalnim prstenom (I profil od zavarenih limova) za koji se rešetke vezuju i koji ujedno čini i oslonac za gornju platformu koja nosi penthaus. Ukupna težina ove konstrukcije iznosi cca. 80 tona.

Ovako formiranu konstrukciju trebalo je montirati na vrh izrađenog AB silosa (fotos broj 2). Postojale su dve mogućnosti za montažu. Prva – iz aspekta sigurnosti i rizika povoljnija – montaža cevne skele unutar silosa, koja bi svojim gornjim delom imala oblik krovne konstrukcije (zarubljene kupe) i sa koje bi se montirale i pridržavale svaka rešetka i svi ostali elementi konstrukcije pojedinačno, uz pomoć dizalice manje nosivosti. Druga mogućnost – iz aspekta potrebnog vremena i cene povoljnija – montaža kompletne konstrukcije na zemlji uz korišćenje manjih autodizalica i privremenih oslonaca i po završenom ukrupnjavanju, podizanje na silos pomoću moćne autodizalice.

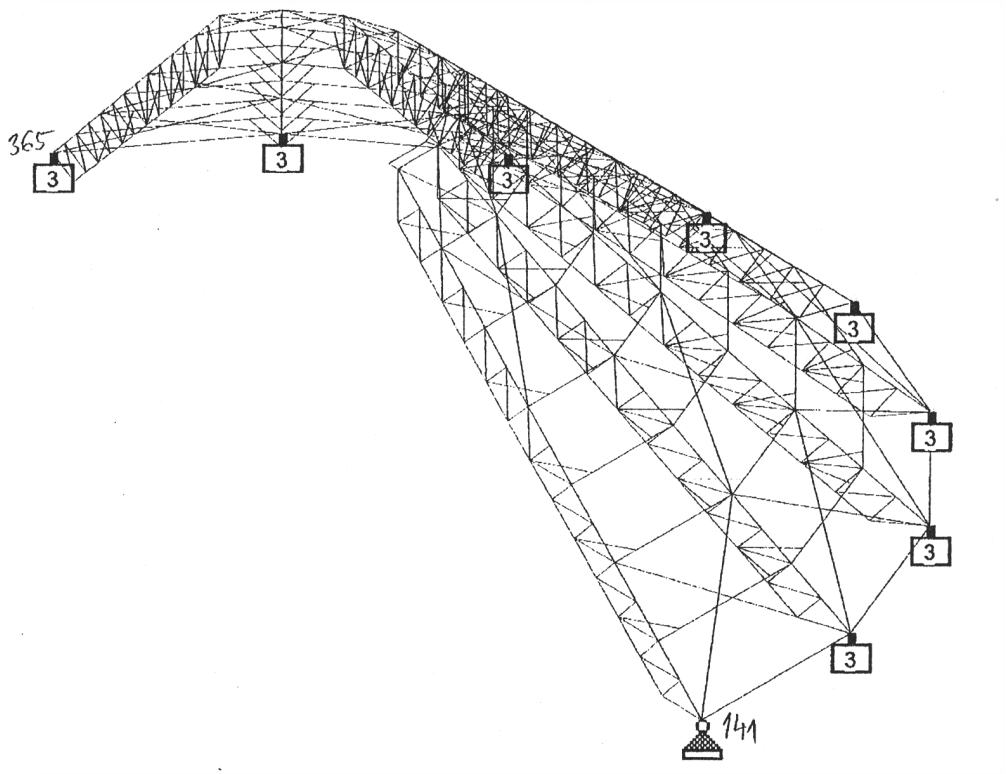
Vođeni prethodnim iskustvima i nedostatkom vremena, preduzeće BGA opredelilo se za drugu varijantu.

Pošto u našoj i zemljama u okruženju u vreme kada je montaža planirana nije bila na raspolaganju auto dizalica dovoljnih mogućnosti za podizanje ovolikog tereta na projektovanu

visinu (najviša kota kuke dizalice, u trenutku kada je kota terena iznosila -3,00 metra, iznosila bi oko 60 metara, sa horizontalnim udaljenjem od oko 50 metara), odlučeno je da se konstrukcija, po završenom ukrupnjavanju na zemlji, koje ujedno predstavlja i probnu montažu, podeli na dva jednaka dela i na taj način, deo po deo podigne.

Dizalica korišćena za podizanje konstrukcije je vlasništvo preduzeća **„Zagrebtrans“**, marke **„Demag“**, nominalne nosivosti 400 tona. Razdvajanje konstrukcije je obavljeno u poljima sa spregovima po celoj dužini. Pre prihvatanja prvog dela konstrukcije dizalicom, drugi je, zbog toga što privremeni oslonci (na mestima budućih oslonaca na silosu) nisu bili napravljeni, morao biti prihvaćen privremenom oslonačkom konstrukcijom (fotos broj 3).

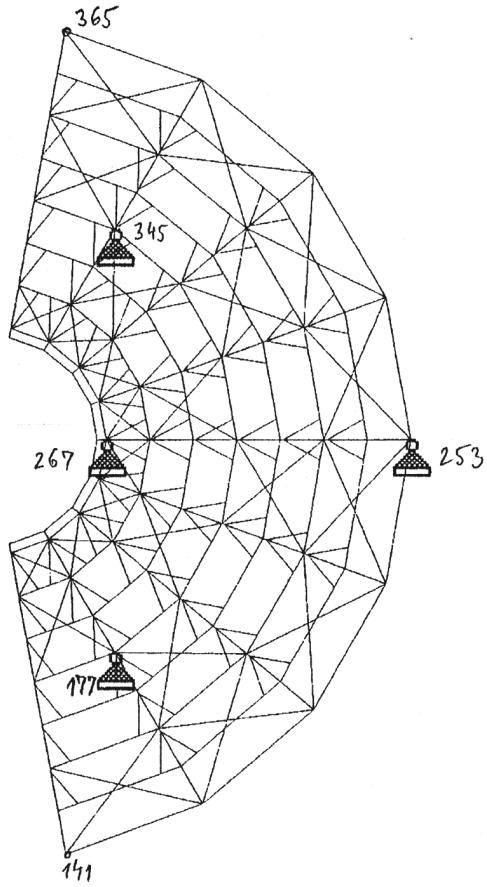
Prethodno je napravljen statički proračun polovine konstrukcije za položaj oslanjanja na definitivnim osloncima na vrhu silosa – dokazano je da je konstrukcija stabilna, da ne postoji zatezanje u osloncima, tj. da neće doći do prevrtanja po postavljanju na ležišta **(slika broj 1)**.



Slika 1 – Statička šema polovine krovne konstrukcije

Takođe je izvršena provera za fazu podizanja i kretanja konstrukcije kroz vazduh, zakačenu na 4 užeta – 4 tačke oslanjanja. Ove tačke su birane tako da svako uže bude zategnuto, dve srednje tačke su po visini blizu težišta konstrukcije, najniža i najviša tačka tj. najduže i najkraće uže su u osi simetrije. Za prenos konstrukcije bilo je dovoljno i tri užeta, ali zbog

nivelacije konstrukcije prilikom kretanja postavljena su i izvršen je proračun za četiri užeta. Užad, uške i šavovi za vezu su provereni i dimenzionisani za ovu fazu **(slika broj 2)**.



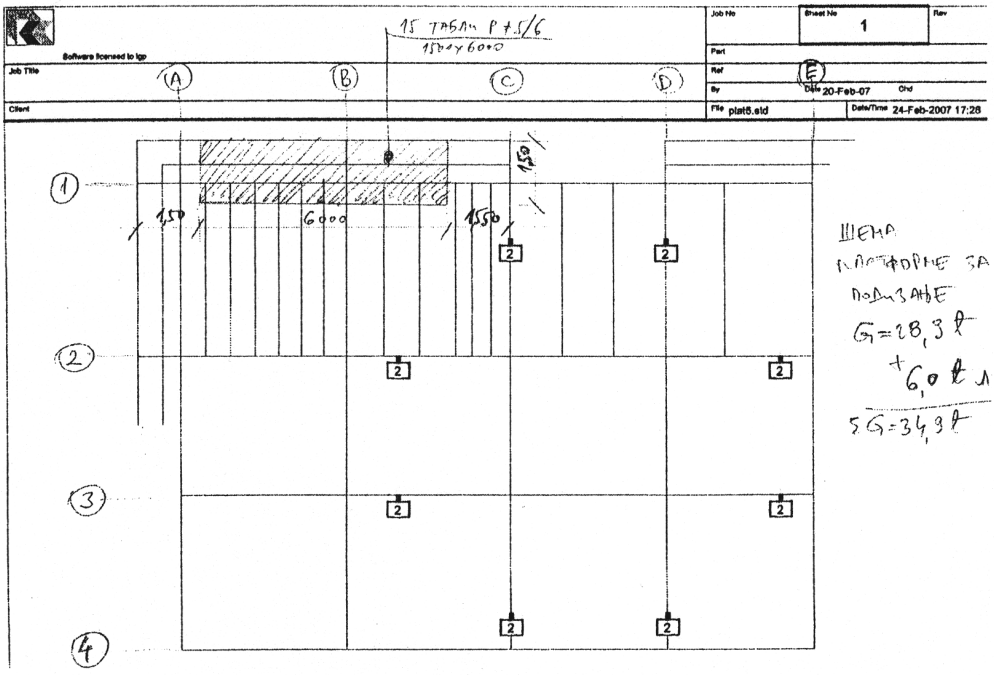
Slika 2 – Statička šema konstrukcije prilikom podizanja

Po polaganju oba dela konstrukcije na oslonce, izvršeno je spajanje - prvo na gornjem prstenu, zatim povezivanje horizontalama i dijagonalama sprega (fotos broj 4). Zbog loše nivelacije ubetoniranih ležišta na mestima pojedinih oslonaca morali su biti ubačeni podmetači između gumenog podmetača i oslonačke ploče konstrukcije.

Najviše muke je izazvalo upravo spajanje dva dela konstrukcije koja je već „legla“ na oslonce, jer je maltene nemoguće i veoma rizično dizalicom pomerati ovoliko opterećenje (40 tona). Ovo pomeranje je izvršeno tkzv. šrafovima za navlačenje, pri čemu je prvo postavljena polovina konstrukcije bila privremeno zavarena na ležištima i predstavljala je nepokretan oslonac.

2. MONTAŽA PLATFORME I PENTHAUSA

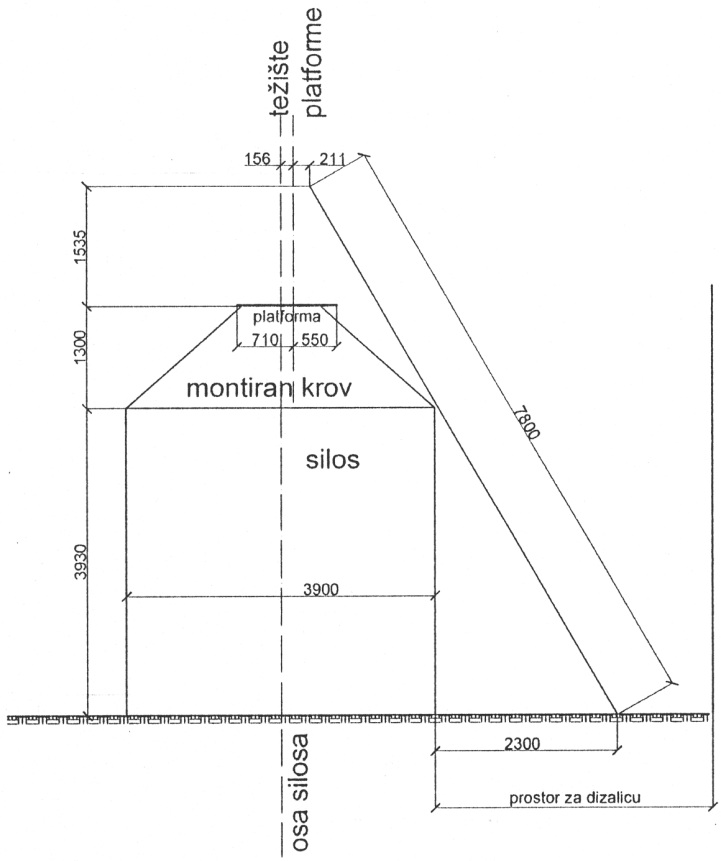
Po završenom pritezanju zavrtnjeva krovne konstrukcije, pristupilo se montaži platforme koja se oslanja na gornji prsten krovne konstrukcije, vezuje se zavarivanjem i predstavlja oslonac za kompletnu konstruciju penthausa. Zbog položaja – udaljenja dizalice nije bilo moguće montirati kompletno ukrupnjenu platformu, već je čak i težište moralo biti pomerano pomoću dodatnih tereta raspoređenih tako da se dođe do položaja koji će obezbediti polaganje konstrukcije u projektovani položaj. Ovu platformu je bilo vrlo rizično „navlačiti“ u projektovani položaj, jer na toj visini i u njenoj ravni nisu postojale bilo kakve čvrste tačke. Ukupna težina platforme spremne za montažu, nekompletno ukrupnjene je iznosila 28,90 tona. Zbog neophodnog pomeranja težišta konstrukcije ka osovini dizalice, konstrukcija je dodatno opterećena dodatnim teretom od 6 tona **(slika broj 3)**.



Slika 3 – Statička šema ukrupnjena platforme spremne za podizanje

Prilikom iscrtavanja dijagrama montaže crtano je samo linijski, tj. nije vođeno računa o fizičkim gabaritima konstrukcije **(slika broj 4)**. Visina horizontalnih nosača koji formiraju platformu iznosi 850 mm. Prilikom prvog pokušaja postavljanja platforme zbog kosog položaja u kome je jedino bilo moguće platformu prenositi, nosači su „udarili“ u unutrašnji deo gornjeg prstena (fotos broj 5). Konstrukcija je neslavno spuštena na zemlju, oni koji učestvuju u ovakvim montažama znaju kakav to utisak ostavlja na sve prisutne na gradilištu, moralo se pronaći rešenje koje će omogućiti montažu.

Predlog jednog od zavarivača odmah je prihvaćen: treba postaviti uvodnike – „sanke“ na donjoj koti konstrukcije platforme, koje će, kada pređu konstrukciju prstena uvesti platformu na projektovanu poziciju (fotos broj 6). Prilikom sledećeg podizanja konstrukcije postignut je uspeh: platforma je kliznula pomoću „sanki“ preko konstrukcije gornjeg prstena i pomoću sajlcugova dovedena u projektovani položaj.
Ostatak konstrukcije penthausa koji su činili četiri vertikalna rama međusobno povezana horizontalnim nosačima, vertikalnim spregovoma i krovnom konstrukcijom bez veće muke je montiran jer je manja težina konstrukcije omogućila da se produži strela dizalice na 90 metara i u takvim uslovima podignuta je i konstrukcija i pripadajuća oprema koja je kasnije postavljena na svoja mesta unutar penthausa (fotos broj 7).



Slika 4 – Prikaz položaja dizalice za montažu platforme

LITERATURA

[1] *Tehnička dokumentacija dizalice „Demag TC 2000 SL“*

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Drago Ostojić[1], Branko Milosavljević[2], Miodrag Stojanović[3]

KONSTRUKCIJA KROVNE LJUSKE GLAVNOG ISPRAĆAJNOG OBJEKTA NA GROBLJU "ORLOVAČA"

Rezime:

U radu su prikazani glavni aspekti projektovanja i izvođenja armiranobetonske krovne ljuske u okviru Glavnog ispraćajnog objekta na groblju "Orlovača" u Beogradu. Ljuska se sastoji od osam segmenata projektovanih kao hiperbolički paraboloidi eliptičnih ivica. Segmenti se međusobno bočno dodiruju tako da zajedno formiraju složenu prostornu naboranu površ. Prikazano je modeliranje i proračun konstrukcije ljuske. Opisan je postupak izbora načina izvođenja konstrukcije i prikazana usvojena rešenja skele i oplate.

Ključne reči: armiranobetonska ljuska, modeliranje, skela, oplata

ROOF SHELL STRUCTURE IN MAIN FUNERAL BUILDING AT ORLOVACA CEMETERY

Summary:

Main design and construction aspects of the roof reinforced concrete shell in Main funeral building at Orlovaca cemetery in Belgrade are presented in this paper. The shell consists of eight segments designed as hyperbolic paraboloid with elliptical edges. Segments are bordering, forming complex wrinkled space surface. The shell structural modeling is presented, and main design results commented on. Different construction possibilities are analyzed and adopted solution presented.

Key words: Reinforced concrete shell, modeling, scaffold, formwork

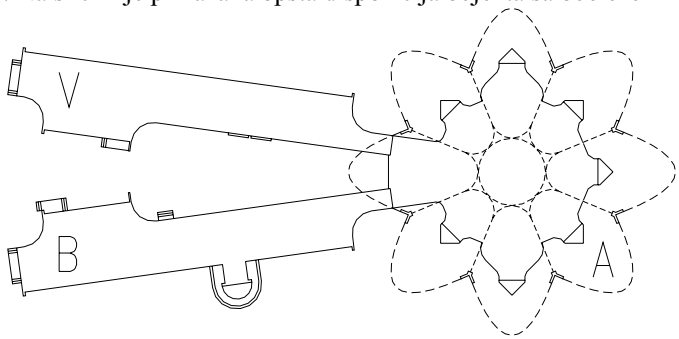
[1] Str. saradnik, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu
[2] Magistar, asistent, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu
[3] Str. saradnik, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu

1 UVOD

Arhitektonsko - građevinski kompleks na groblju "Orlovača" u Beogradu se sastoji od nekoliko zasebnih objekata, od kojih je najupečatljiviji glavni ispraćajni objekat. Zanimljivo je da su svi objekti, izuzimajući crkvicu (projektovanu i izvedenu u međuvremenu), projektovani još 1986. godine. Svi objekti su neposredno posle projektovanja i izvedeni, samo je glavni ispraćajni objekat, iz razloga koje ne treba posebno tražiti, ostao za neka "bolja vremena". Tako je glavni ispraćajni objekat projektovan ponovo nakon osamnaest godina (2004. godine), sa istim dimenzijama i istim oblikom. Naime, bilo je potrebno izvršiti ponovni proračun prema trenutno važećim propisima (BAB 87, opterećenje od vetra itd.) i proveriti rezultate koji su dobijeni u starom projektu.

Arhitektonsko rešenje glavnog ispraćajnog objekta je uradila arh. Mirjana Lukić, bez čije ideje, upornosti, srpljenja i energije, verovatno ne bi ni došlo do realizacije ovog nesvakidašnjeg objekta.

Prema arhitektonskom rešenju glavni objekat na groblju "Orlovača" se sastoji od tri međusobno dilatirane celine, u projektu obeležene slovima A, B i V. Deo A je namenjen za funkcije ispraćaja, dok delovi B i V predstavljaju administrativni, odnosno manipulativni deo. U ovom radu će biti prikazan samo deo A, koji je sa aspekta konstrukcijskog rešenja najinteresantniji. Na slici 1 je prikazana opšta dispozicija objekta sa obeleženim celinama.



Slika 1 – Dispozicija objekta

2 OPIS KONSTRUKCIJE DELA “A”

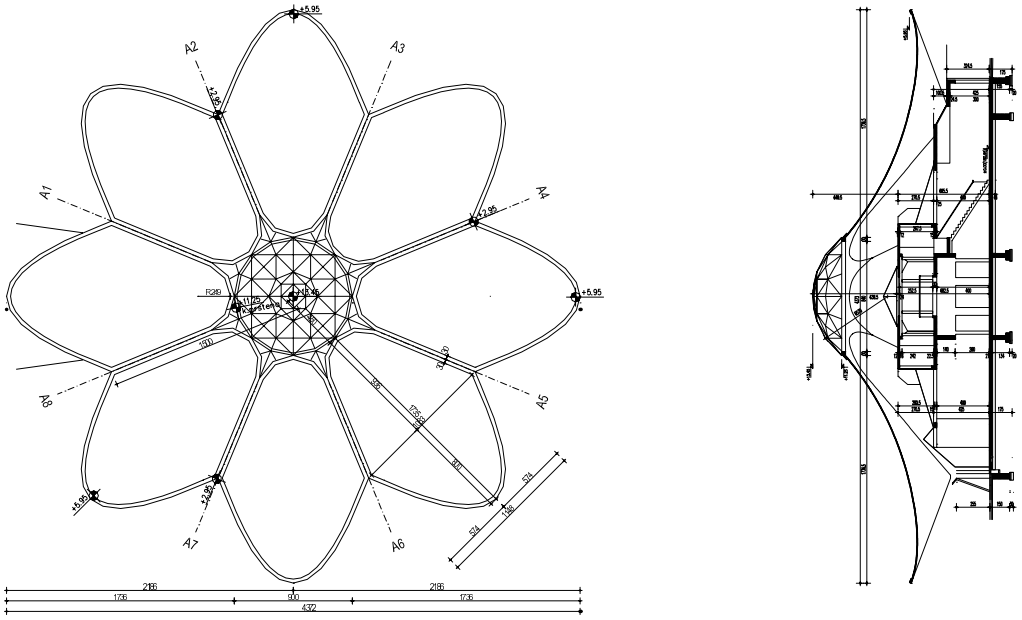
Deo »A« se u konstrukcijskom pogledu sastoji od dve potpuno nezavisne celine. Jednu celinu čini armiranobetonska ljuska a drugu, koja se nalazi ispod ljuske, nezavisna konstrukcija koja se sastoji od prizemlja i sprata, koja nije predmet ovoga rada.

Ljuska u osnovi ima oblik cveta sastavljenog od osam "latica" raspoređenih osno simetrično u odnosu na centar. Ljuska se oslanja samo na osam glavnih stubova a latice su međusobno povezane centralnim prstenom u sredini. Stubovi su raspoređeni po krugu prečnika 30.0 m a centralni prsten ima prečnik 9.0 m. Opisani krug oko spoljnih tačaka "latica" ima prečnik 43.72 m. Svaka latica zasebno ima oblik hiperboličkog paraboloida koji je na dva kraja odsečen cilindrom eliptične osnove. Latice se međusobno bočno dodiruju tako da zajedno formiraju složenu prostornu naboranu površ.

Ljuska je projektovana od armiranog betona debljine 6 cm a po obimu svake latice je formirana ivična greda debljine 15 cm i širine 30 cm. Centralni prsten koji povezuje latice u

najvišoj tački (kota +11.25) ima pravougaoni presek dimenzija 30/30 cm. Stubovi su promenljivog preseka, oblika slova V, sa najvećim dimenzijama na spoju sa temeljima.

Ljuska se, preko osam stubova, oslanja na temelje samce. Temelji su projektovani tako da prihvataju samo vertikalne sile dok momente savijanja i horizontalne sile prihvata prstenasta greda (u osnovi formira pravilan osmougao) koja povezuje temelje. Na slici 2 je prikazana osnova ljuske i presek kroz objekat »A«.



Slika 2 – Arhitektonska osnova i presek kroz objekat "A"

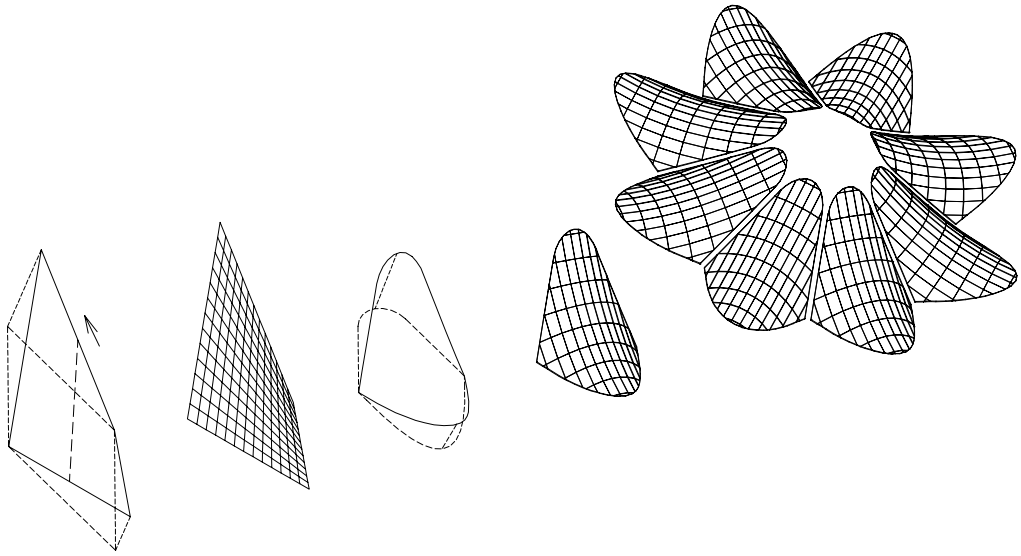
3 MODELIRANJE I PRORAČUN KONSTRUKCIJE LJUSKE

Konstrukcija ljuske je sračunata i dimenzionisana za dejstvo stalnog opterećenja (sopstvena težina i težina slojeva krova), opterećenja od snega i vetra i od seizmičkih sila. Proračun statičkih uticaja je sproveden na prostornom modelu, korišćenjem programskog paketa SAP 2000.

Dobijeni rezultati su, kao što se i očekivalo, dali membranska naprezanja ljuske, sa poremećajima u naprezanju u obliku koncentracija aksijalnih sila i momenata savijanja u zoni oko glavnih stubova i ivičnih greda. Pokazalo se, takođe, da nesimetrično opterećenje u neznatnoj meri utiče na naprezanje ljuske i ivičnih greda.

Posebno detaljno je u proračunu analizirana faza građenja (slučaj jedne latice), kada je latica oslonjena samo na dva stuba i kada nije stabilna za vertikalno opterećenje. Zbog toga je u fazi građenja ljuske, pored glavnih stubova, bio predviđen i privremeni vertikalni oslonac u vrhu, na mestu veze sa budućim prstenom. Takođe, za prihvatanje tangencijalne sile bila je predviđena izrada privremene zatege koja povezuje vrhove stubova.

Na slici 3 je prikazan proces formiranja modela ljuske, počevši od jednog pravilnog hipeboličkog paraboloida (pravoizvodne površi), preko formiranja jedne latice, do kompletne ljuske - cveta. Na slici namerno nisu prikazani stubovi i centralni prsten, koji inače postoje u prostornom modelu.



Slika 3 – Proces modeliranja ljuske za proračun

Prilikom dimenzionisanja, za armiranje su usvojene rebraste šipke Ø10 postavljene u sredini preseka. Na taj način je, sa usvojenom debljinom ljuske od 6.0 cm, obezbeđen zaštitni sloj do armature od 2.0 cm sa obe strane. Armatura je postavljena u pravcu direktrisa ove pravoizvodne površi, čime je znatno pojednostavljeno armiranje, jer su sve armaturne šipke za ljusku praktično prave. U zonama koncentracije napona i pojave momenata savijanja, armatura je progušćena a najveći primenjeni prečnik armature je Ø12.

Za sve elemente konstrukcije je usvojen beton kvaliteta MB30. Za betoniranje ljuske su propisani posebni uslovi u pogledu sastava betonske mešavine i postupka betoniranja. Projekat oplate je urađen veoma detaljno, definisanjem intradosa ljuske po presecima upravno na prečnik kruga u osnovi na radijalnom rastojanju od 1m. Koordinate tačaka na donjoj ivici ljuske su definisane u koordinatnom sistemu X, Y, Z gde je ravan XY površina poda, odnosno kota ±0,00.

4 OPIS IZVOĐENJA LJUSKE

Komplikovana geometrija ljuske i eventualna faznost građenja zahtevale su posebnu i detaljnu analizu varijanti izvođenja konstrukcije ljuske. Kao što je prethodno navedeno, u projektu je razmatrana varijanta betoniranja segment po segment ljuske, sa oplatom koja bi se prenosila i koristila više puta. To je, na prvi pogled, s obzirom na komplikovanu geometriju, predstavljalo ekonomski isplativije rešenje.

Međutim, betoniranje segment po segment je uslovljavalo duži period izgradnje, zbog potrebe za čistom površinom poda i naknadnim izvođenje objekta ispod ljuske, uz sve probleme oko privremenih vertikalnih oslonaca, prihvatanja tangencijalne sile i izrade privremenih zatega. Na osnovu detaljnih analiza, u dogovoru sa Investitorom i Izvođačem, donesena je konačna odluka da se betoniranje sprovede na klasičnoj skeli i oplati, za sve segmente zajedno.

Na slici 4 je prikazana skela i oplata ljuske, na početku postavljanja armature ivičnih greda. Za izradu oplate ljuske je utošeno oko 40 m^3 drvene građe.

Slika 4 – Skela i oplata ljuske

Na slici 5 su prikazani deo ljuske i jedan glavni stub, neposredno nakon uklanjanja skele i oplate, a na slici 6 izgled ljuske nakon završetka izvođenja svih radova.

Slika 5 – Detalj konstrukcije ljuske u izgradnji

Slika 6 – Izgled izvedene ljuske

ZAKLJUČAK

U današnje vreme nije čest slučaj da se projektuju i grade ljuske od armiranog betona. Ljuska na Glavnom ispraćajnom objektu Groblja "Orlovača" predstavlja u svakom pogledu originalno i jedinstveno arhitektonsko i konstruktersko rešenje. U ovom slučaju, projektanti i izvođači (glavni izvođač ljuske je preduzeće "Sigrad inženjering" iz Beograda) su bili u situaciji da rešavaju probleme koji se retko sreću u svakodnevnoj inženjerskoj praksi. Na kraju, treba napomenuti da su razlike između projekata konstrukcije, urađenih 1986. i 2004. godine, zanemarljivo male, samo je prikaz rezultata proračuna danas mnogo pregledniji i slikovitiji.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Boris Gligić[1], Drago Ostojić[2], Branko Milosavljević[3], Miodrag Stojanović[4], Mirko Jovanović[5]

PROJEKTOVANJE I IZGRADNJA KONSTRUKCIJE SPORTSKE DVORANE U KAZANJU U RUSKOJ FEDERACIJI

Rezime:

U radu je dat prikaz projektovanja i izgradnje noseće konstrukcije sportske dvorane u Kazanju, Tatarstan, Ruska federacija. Projekat je urađen u beogradskoj firmi „AG Plus“, i to od početne ideje pa do realizacije – što je redak slučaj na specifičnom ruskom tržištu. Originalna arhitektura i multifunkcionalnost u nameni rezultovali su složenom geometrijom sa velikim brojem konstrukterskih izazova. Uprkos složenoj dispoziciji i geometriji, velikom proračunskom opterećenju snegom i drugim izazovima, konstrukcija je projektovana i uspešno izvedena zahvaljujući, između ostalog, primeni savremenih postupaka u projektovanju, proizvodnji i montaži.

Ključne reči: projektovanje,izgradnja, konstrukcija, zgradarstvo

DESIGN AND CONSTRUCTION OF STRUCTURE FOR SPORT HALL AT KAZAN IN RUSSIAN FEDERATION

Summary:

This paper deals with design and construction of bearing structure for sport hall in Kazan, capital town of Russian Republic Tatarstan. Design has been produced by Belgrade experts and Belgrade company “AG Plus”, from the initial idea to realization – that is rare situation for specific Russian market. Original architecture, as well as multifunction purpose of object, resulted in complex geometry with lot of challenges for structural work. In spite to complex geometry and disposition, huge design snow load, as well as lot of other challenges, bearing structure has been designed and successfully constructed thanks to, between other, use of contemporary tools for design, manufacturing and erection.

Key words: design, construction, structure, buildings

[1] mr, asistent, gliga@imk.grf.bg.ac.yu, Građevinski fakultet u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73
[2] viši stručni saradnik, drago@imk.grf.bg.ac.yu, Građevinski fakultet u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73
[3] mr, asistent, brankom@imk.grf.bg.ac.yu, Građevinski fakultet u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73
[4] stručni saradnik, misa@imk.grf.bg.ac.yu, Građevinski fakultet u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73
[5] direktor, agplus@adsl.yubc.net, AG Plus Beograd, Rudi Čajevca 11

1 UVOD

Grad Kazanj je prestonica republike Tatarstan u Ruskoj federaciji i po skoro svim parametrima treći je grad u Rusiji, iza Moskve i Sankt Petersburg-a. Sa svojih, po nekim novim procenama, dva miliona stanovnika, doduše, daleko zaostaje za rivalima ali je u isto tolikoj prednosti nad sledećim gradovima na listi. Ovaj grad na ušću reke Kazanjke u Volgu, negde na sredini Volginog vodotoka, oduvek ima jake sportske ekipe i pojedince a poznat je i po tome što su u njemu studirali Tolstoj i Lenjin. Takođe, možda najčuveniji operski pevač sa ovih prostora svih vremena, Šaljapin, rodom je iz Kazan-a. U lokalnom vaterpolo klubu profesionalno je igrao i naš reprezentativac Danilo Ikodinović.

U poslednjih 10 godina grad doživljava i snažan ekonomski i kulturni razvoj pa je željan prepoznatljivog međunarodnog ugleda. U toj želji Kazanj konkuriše za domaćina Univerzijade 2011. i u tim naporima započeto je i projektovanje i izgradnja sportske dvorane čija je konstrukcija predmet ovog rada. Univerzijadu 2011. Kazanj nije dobio ali je uspeo da dobije sledeću, 2013. godine. Ova činjenica je, donekle, usporila izgradnju sportske dvorane, ali je ista, u građevinskom smislu, praktično kompletirana.

Ovaj tip objekata, objekti za okupljanja velikog broja ljudi, podleže, prema ruskim propisima, nekoj vrsti savezne revizione komisije. Povećana pažnja koju je doživeo projekat je rezultat i činjenice da je ovo investicija koju finansira gradska vlast. Pokazalo se da, posle nekoliko havarija na novim javnim objektima, ove tehničke kontrole nisu formalnost već da se projekti veoma detaljno pregledaju i analiziraju. Činjenica je da je projekat konstrukcije odbranjen bez izmena na samoj konstrukciji. Međutim, tokom usaglašavanja sa revizijama, odnosno odgovoranja na primedbe, neki delovi projekta su računati više puta – najčešće sa novim zahtevima u vezi sa šemama opterećenja snegom.

Slika 1 – Animacija eksterijera prema izvedenom stanju

Osobenost lokacije je, naime, relativno veliko proračunsko opterećenje snegom i temperaturnim promenama. Posebnu nepovoljnost činila je konfiguracija krova koja je sa skokovitom denivelacijom od preko 3,0 m omogućavala maksimalno nagomilavanje snega. Sve u svemu, objekat je morao biti analiziran za računsko opterećenje od snega u iznosu od 240 kg/m^2 dok je proračunsko nagomilavanje snega dostizalo čak 960 kg/m^2. Na sve ovo, lučni oblik krova i postojanje svetlarnka uslovili su i veliki broj mogućih šema opterećenja snegom što je komlikovala i činjenica da je objekat u celini i, posebno, krov, višestruko statički neodređena konstrukcija sa elementima prostornog rada. Uticaji su, na kraju, računati za čak osam konfiguracija opterećenja snegom.

2 OPŠTI PODACI O PROJEKTU

Objekat sportske dvorane u Kazanj-u u osnovi zauzima površinu od oko 5.000 m^2 i ima korisnu površinu od preko 16.000 m^2. Razuđena i originalna arhitektura (autor Jovan Rajšić, DIA, odnosno „AG Plus“ d.o.o. iz Beograda) u kombinaciji sa višenamenskom funkcijom rezultovala je nizom konstrukterskih izazova – počev od međuspratnih konstrukcija velikog raspona, preko tribinskih nosača, neobično visokih armiranobetonskih kalkanskih zidova, jedinstvenih konstrukcija ulaznih nadstrešnica - slika 1, pa sve do čelične krovne konstrukcije složene geometrije i velikih raspona. Ipak, svakako glavna osobenost objekta, i u arhitektonskom i u konstruktivnom smislu, je konstrukcija krova čije su cilindrične tropojasne rešetke promenjive visine i neobični, prostorno kosi, oslonački stubovi, pri tome, dominantni deo enterijera objekta – Slika 2.

Objekat ima kombinovanu salu za male sportove sa fiksnim gledalištem za 2000 posetilaca i pokretnim tribinama za još oko 2x250 gledalaca. Objekat poseduje i sale za vežbu sa ukupno 4 borilišta koje su smeštene ispod poda glavne dvorane ali imaju prirodno svetlo i ventilaciju. Takođe, posebno krilo objekta poseduje i deo za vodene sportove i rekreaciju sa poluolimpijskim bazenom i pripadajućim sadržajima. Bazeni nisu, shodno zahtevima investitora, ukopani već su projektovani na stubovima a prostor ispod bazena se koristi kao tehnička etaža. Ostatak korisne kvadrature čine prateći sadržaji, kancelarije, prilazi, tehnički prostori, itd.

Slika 2 –Animacija konstrukcije u enterijeru

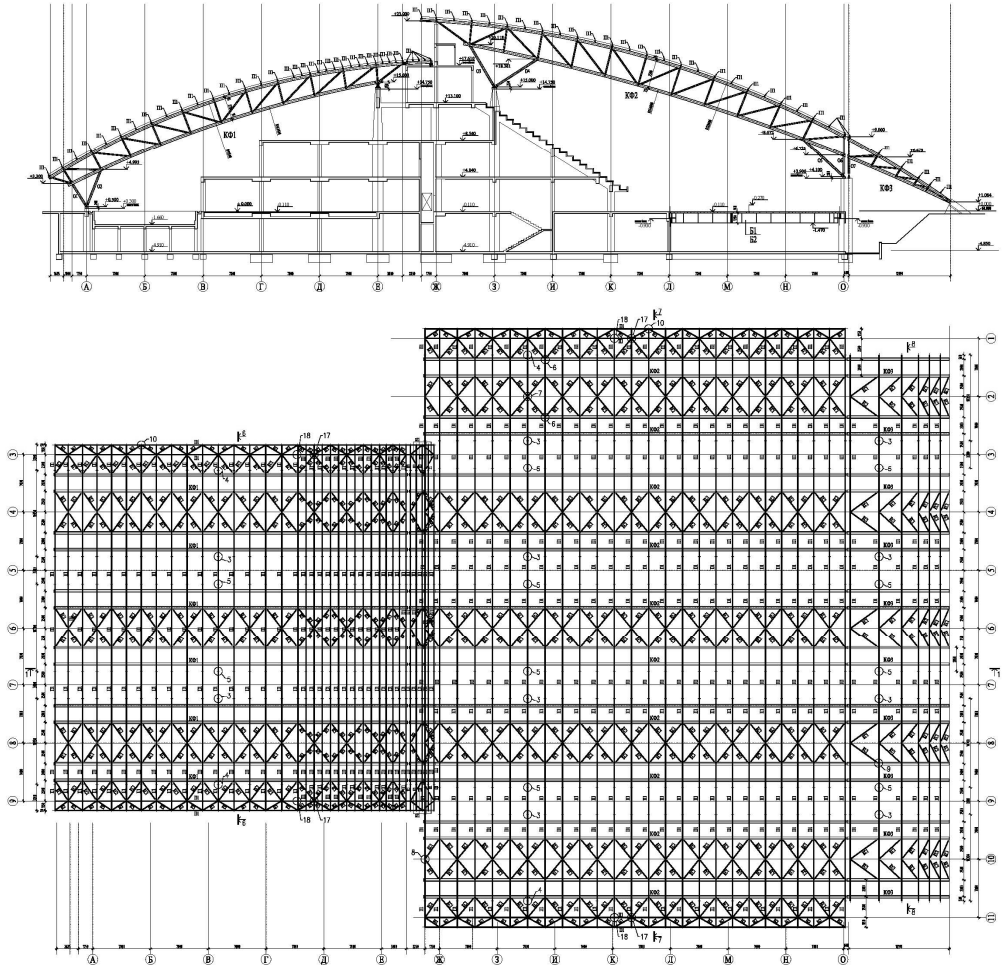
Osnovni modul objekta – slika 3 – je 7,0x7,0 m pa krilo sa glavnom salom zahvata 7x10 polja odnosno 49,0x70,0 m dok krilo sa bazenima zahvata 6x6 polja ili 42,0x42,0 m. Karakteristika objekta je i činjenica da ima veću širinu od dužine – širina oba krila u zbiru je 91,0 m, odnosno sa spoljnim brisolejem sa jedne strane, i celih 103,0 m dok je veće krilo dužine 70,0 a manje 42,0 m. Ovo je imalo presudan uticaj na neobičan raspored dilatacija u konstrukciji.

Van pomenutih, zatvorenih, delova objekat karakterišu ulazne nadstrešnice i neka vrsta brisoleja u produžetku glavnog krova koji je u toku projektovanja imao čisto estetsku funkciju ali, kako to obično biva, već sada doživljava preprojektovanje odnosno posebne sadržaje koji zahtevaju zatvaranje odnosno pokrivanje delova ovih brisoleja.

4 OPIS KONSTRUKCIJE

Osnovnu noseću konstrukciju čini, najvećim delom, monolitna armiranobetonska konstrukcija fundirana na šipovima. Kod velikih raspona međuspratne konstrukcije (21,0 m) primenjen je sistem sa čeličnih nosača spregnutih sa armiranobetonskom pločom livenom na

licu mesta. Neki delovi armiranobetonske konstrukcije, na primer tribinske talpe, projektovani su kao gradilišno prefabrikovani montažni elementi. Krovnu konstrukciju sačinjava originalna čelična konstrukcija koja je projektovana, između ostalog, i kao dominantni deo enterijera objekta – slika 3.



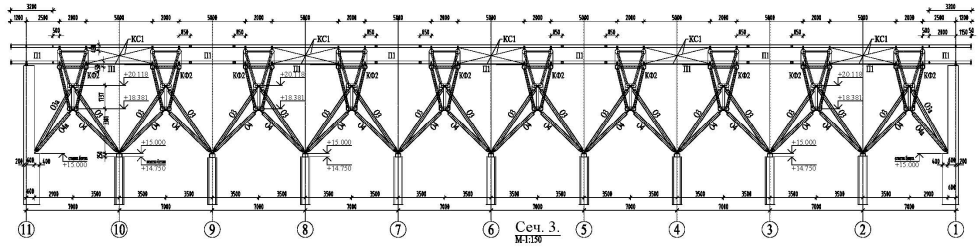
Slika 3 – Karakteristični poprečni presek i osnova krova noseće konstrukcije

Armiranobetonska konstrukcija objekta je dilatirana na tri celine u poprečnom smislu. Pri tome su konfiguracija i oblik krova nametali poprečnu podelu krova na dve dilatacione celine. Rezultat je neobična dispozicija dilatacionih celina u kojoj se dilatacioni blokovi krovne konstrukcije oslanjaju na dve različite dilatacione celine armiranobetonske konstrukcije. Da stvar bude komplikovanija konstrukcija krova je u podužnom smislu dilatirana dok armiranobetonska konstrukcija na koju se krov oslanja nije.

Karakteristična osobenost betonske konstrukcije su usamljeni oslonački stubovi krovnih rešetki na tribinama koji, zbog prostornog rada konstrukcije krova, u slučajevima nejednakog

opterećenja snegom primaju značajne horizontalne sile u podužnom pravcu pa su projektovani kao neka vrsta zarubljen piramide sa osnovom u obliku krsta.

Konstrukciju krova čine lučno oblikovane proste grede konstruisane kao tropojasne rešetke sa promenjivom visinom i okrenute na dole s tim da je donji pojas konstruisan kao udvojen štap kako bi se primenjene cevi našle u opsegu koje je odabrani izvođač bio u mogućnosti da savije po projektovanom radijusu. Rasponi rešetki su 35,0 odnosno 42,0 m s tim da svaka ima prepuste sa obe ili samo sa jedne strane pa u horizontali „pokrivaju“ raspone od oko 46,5 odnosno 51,0 m (konstrukcija brisoleja je potpuno analogna zbog vizuelnog efekta ali s obzirom na namenu i raspon od oko 12,0 m ovde predstavlja običan ukras na objektu).



Slika 4 – Podužni krovni ramovi u zonama oslonaca rešetkastih nosača

Usvojena dispozicija sa ovako formiranim i orijentisanim rešetkama čini da su rešetke nestabilne (trougao poprečnog preseka se oslanja na teme a ne na stranicu) pa je, u zoni oslonaca, bilo neophodno sa kontinualnim rožnjačama formirati neku vrstu podužnog rama koga sačinjavaju dve ili više rožnjača kao rigle i dijagonale rešetki kao neka vrsta prostornih „V“ stubova – Slika 4. Ovako formirani podužni ramovi se onda stabilno oslanjaju na, opet specifičan, sistem kosih stubova.

Veliko opterećenje snegom i lučni oblik krova nameću potrebu da raster rožnjača bude manji od rastera čvorova rešetke pa gornji pojas trpi lokalno savijanje. Prethodno u kombinaciji sa međusobnim odnosima dimenzija preseka i složenom dispozicijom koja čini da dijagonale rešetke, osim u sastavu same rešetke, učestvuju i u radu svojevrsnih podužnih ramova dovelo je do odluke da se celokupna rešetka modelira i računa kao prostorni ram čime su u obzir uzete i male strele lučnih štapova između čvorova (pojasevi rešetke u stvarnosti nisu poligoni već kontinualno zakrivljeni štapovi). Pokazalo se da uticaji od savijanja nisu značajno menjali potrebne preseke jer je relativno veliki raspon u kombinaciji sa velikim opterećenjem od snega davao velike aksijalne sile koje su dominantno diktirale potrebne preseke. Nasuprot prethodnom, sistem stubova ima stabilnu konfiguraciju pa su svi čelični stubovi prosti štapovi, što je, takođe, u skladu sa usvojenim rešenjem montaže.

Rožnjače su statičkog sistema specifičnog gerberovog nosača – kontinuirane su preko dve susedne rešetke sa prepustima na krajevima i spojene kratkim prostim gredama između prepusta preko susednih rešetki. Ovakva dispozicija transportnu dužinu komada svodi na prihvatljivih 12,7 m a proste grede između ovako formiranih delova rožnjače su iskorišćene za formiranje podužnih dilatacija ostvarenih preko ovalnih rupa. U slučaju krajnjih polja do kalkana zglob gereberovog nosača se pokazao kao jedini mogući način prevazilaženja problema ugiba rešetkastog nosača koji je dispoziciono lociran na svega 2,5 m od vertikalno krutog armiranobetonskog zida kalkana hale.

Činjenica da su parovi rešetki podužno dilatirani nametnula je potrebu da svaki par rešetki poseduje poseban poprečni krovni spreg a to se poklapalo sa idejnim rešenjem montaže.

Krajnji parovi rešetki sa pripadajućim poprečnim spregom primaju uticaje vetra na kalkanske zidove a u ostalim slučajevima spregovi su konstruktivni.

Poseban konstrukterski izazov nametnula je činjenica da se konstrukcija krova oslanja na dva dilataciona bloka u armiranobetonskoj konstrukciji. Ovo je zahtevalo originalno rešenje pokretnog oslonca jer su standardna rešenja za zahtevani hod bila dimenzija većih od raspoloživog prostora na vrhu armiranobetonskih stubova. Isti uzrok u kombinaciji sa činjenicom da kod proste grede lučnog oblika vertikalni ugib izaziva i horizontalna pomeranja pokretnog oslonca bilo je neophodno vezu krovnih rožnjača sa kalkanskim zidovima ostvariti kao pokretnu po luku u ravni kalkana ali, istovremeno, sposobnu da prenese uticaje od vetra upravno na kalkan, s obzirom da se isti u tom smislu oslanja na konstrukciju krova.

Slika 5 – Kompletirana konstrukcija velike sale

5 MONTAŽA KONSTRUKCIJE KROVA

Rešenje montaže konstrukcije krova se pokazalo kao presudno pri odabiru izvođača. Organizaciono, naime, nije bilo moguće čekati sa izradom međuspratne konstrukcije na koti 0,00 kao ni sa izradom tribina i konstrukcije bazena. Ovo je činilo neizvodljivim da montažu servisiraju teške autodizalice kakve su potrebne za ovolike terete, visine i dohvate. Posao je dobilo lokalno preduzeće koje je razvilo sistem montaže naguravanjem.

Ovo rešenje podrazumeva izradu šina duž svih oslonačkih osa preko kojih se vrši podužno naguravanje parova prethodno ukrupnjenih rešetki sa pripadajućim delovima rožnjača i spregova. Ukrupnjavanje ovakvih sklopova vrši se na na lokaciji prve dve rešetke do kalkanskih zidova koja je, s obzirom da je uz ivicu objekta, dostupna autodizalicama.

Posle naguravanja svih parova rešetki, njihovih centrisanja i nivelisanja, vršeno je međusobno povezivanje pomoću nedostajućih kratkih delova rožnjača sistema gerberovog nosača, kao i montaža oslonačkih stubova i zalivanje oslonačkih sklopova – rezultat je efektna konstrukcija prikazana na slici 5.

LITERATURA

[1] *Glavni projekat hale u Kazan-u*/ „AG+“d.o.o, Beograd // Statički proračun, dispozicija, detalji, radionička dokumentacija izvođača, itd, 2007.

[2] *Строительные нормы и правила/ СНиП 2.01.07̃85* - Нагрузки и воздействия, 2004.*

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Žikica Tekić [1], Saša Đorđević [2], Jefto Terzović [3]

KROVNA DRVENA KONSTRUKCIJA VIŠENAMENSKE SPORTSKE DVORANE U PANČEVU

Rezime:

Objekat višenamenske sportske dvorane u Pančevu se izvodi za potrebe Univerzijade koja će se održati u Beogradu 2009. godine. U toku je izvođenje armirano-betonske konstrukcije objekta, dok se do kraja ove godine planira završetak radova na izvođenju krovne konstrukcije od lepljenog lameliranog drveta. Glavni projekat konstrukcije objekta je urađen početkom tekuće godine, od strane Arhitektonskog fakulteta u Beogradu. Na izradi projekta su učestvovali Prof. dr Vojislav Kujundžić, dipl. inž. arh. i Doc. dr Žikica Tekić, dipl. inž. arh.

Ključne reči: Konstrukcija, krov, lepljeno lamelirano drvo

ROOF WOODEN CONSTRUCTIONS MULTIPURPOSE SPORTS HALL IN PANČEVO

Summary:

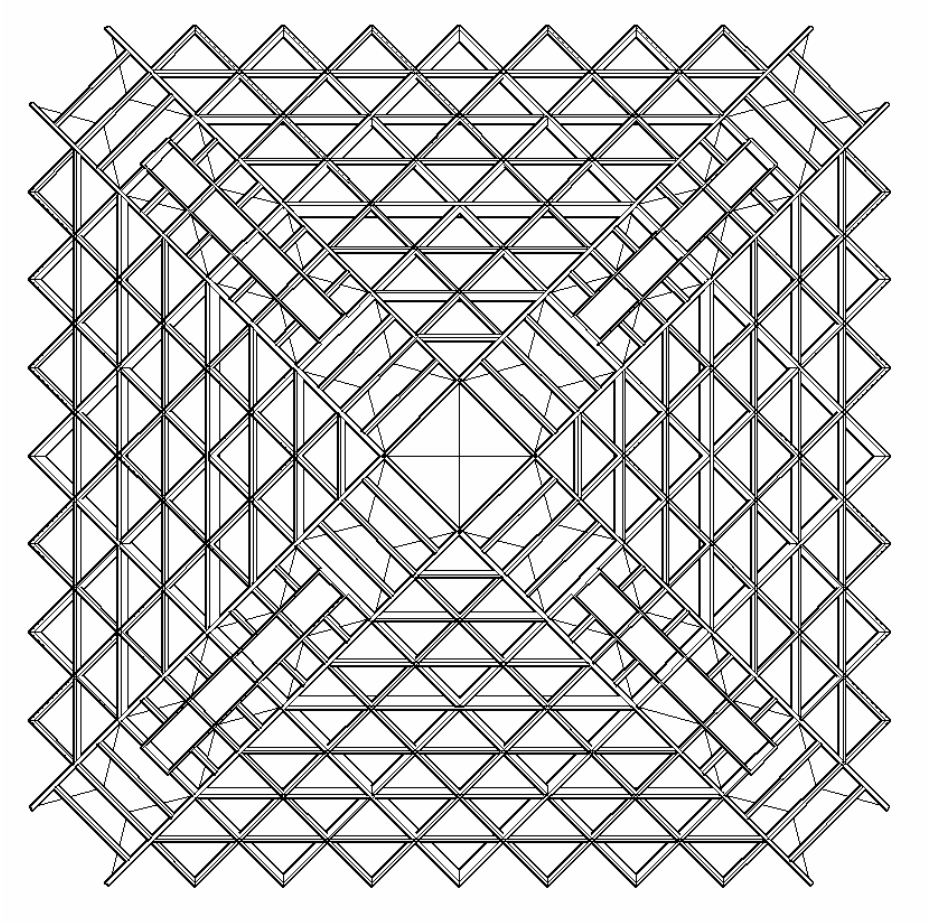
The facility multipurpose sports hall in Pančevo is made for the needs of Universiade which will be held in Belgrade in 2009. year. At the building site is ongoing building reinforced-concrete construction of the facility, while by the end of this year plans to complete the work on roof structure of laminated wood. The main project is the construction of the facility was made early this year, by the Faculty of Architecture in Belgrade. On the development of the project are participated Prof. Dr. Vojislav Kujundžić, Sc. ing. arh. and Doc. Dr. Žikica Tekić, Sc. ing. arh.

Key words: Structure, roof, laminated wood

[1] Dr, docent, Arhitektonski fakultet, Beograd
[2] Asistent pripravnik, Arhitektonski fakultet, Beograd
[3] Asistent pripravnik, Arhitektonski fakultet, Beograd

1. TEHNIČKI OPIS KROVNE DRVENE KONSTRUKCIJE

Na osnovu idejnog projekta konstrukcije višenamenske sportske dvorane, na lokaciji Bagremar u Pančevu, urađen je glavni projekat konstrukcije objekta, u okviru koga je definisan konstruktivni sistem i izvršen izbor materijala za elemente konstrukcije. Objekat se sastoji od prizemlja i sprata, a centralni deo objekta čini višenamenska dvorana, iznad koje je projektovana drvena krovna konstrukcija od lepljenog lameliranog drveta. Konstrukcija krova je projektovana da prihvati sva stalna, korisna, klimatska i seizmička opterećenja. Konstrukciju krova čini prostorna triangulisana drvena struktura, sposobna da obezbedi globalnu prostornu stabilnost konstrukcije u celini, a formirana od elemenata različitih dimenzija poprečnog preseka, shodno njihovom položaju u okviru drvene strukture i hijerarhijskom redu prenošenja opterećenja.



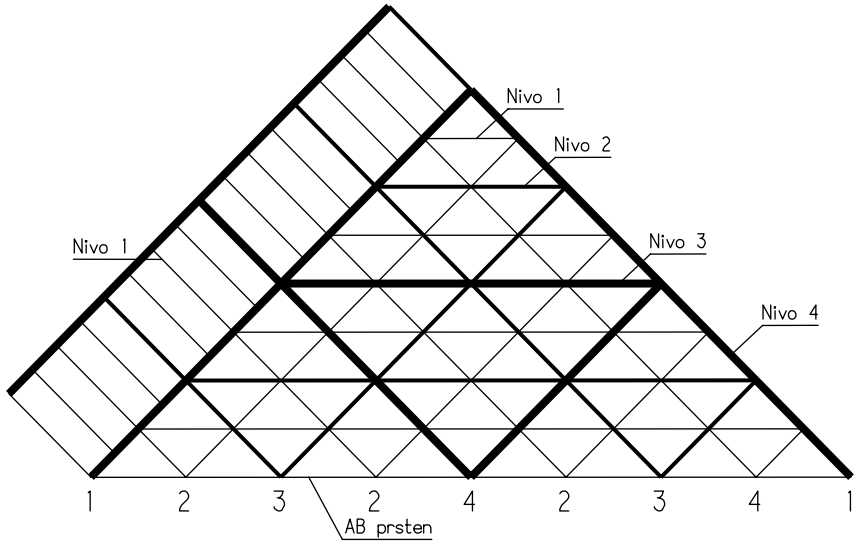
Slika 1 – Osnova krovne konstrukcije

Krovna konstrukcija je formirana nad osnovom oblika zarubljenog kvadrata. Osnovni podaci o krovu su sledeći:

- Nagib trouglastih krovnih ravni je 30°
- Nagib dijagonalnih krovnih ravni je 22.2°
- Nagib centralnog piramidalnog dela krova je 50°
- Dužina stranice zarubljenog kvadrata je 47.40 m
- Dužina obodnog prstena na delu trouglaste krovne ravni je 39.00 m
- Dužina obodnog prstena na delu dijagonalne krovne ravni je 6.00 m
- Raspon dijagonalnih nosača je 61.00 m

Geometrijom krovne konstrukcije je definisano nekoliko nivoa prenošenja opterećenja:

- Nivo 1 (triangulisana struktura koju formira mreža najsitnijih trouglova, kao i rožnjače na delu dijagonalnih krovnih ravni
- Nivo 2 (triangulisana struktura koju formira mreža trouglova srednje veličine)
- Nivo 3 (horizontala i dva kosnika na svakoj od četiri trouglaste krovne ravni)
- Nivo 4 (glavni dijagonalni nosači)



Slika 2 – Nivoi prenošenja opterećenja

Statički proračun i analiza prostorne stabilnosti konstrukcije su urađeni korišćenjem programskog paketa ″TOWER 5.5″, preduzeća ″Radimpex″ iz Beograda. Prilikom izrade statičkog proračuna, svi elementi konstrukcije (Nivoi 1, 2, 3 i 4) su u model uneti sa stvarnom, projektovanom geometrijom poprečnih preseka. Stalno opterećenje, kao i klimatska

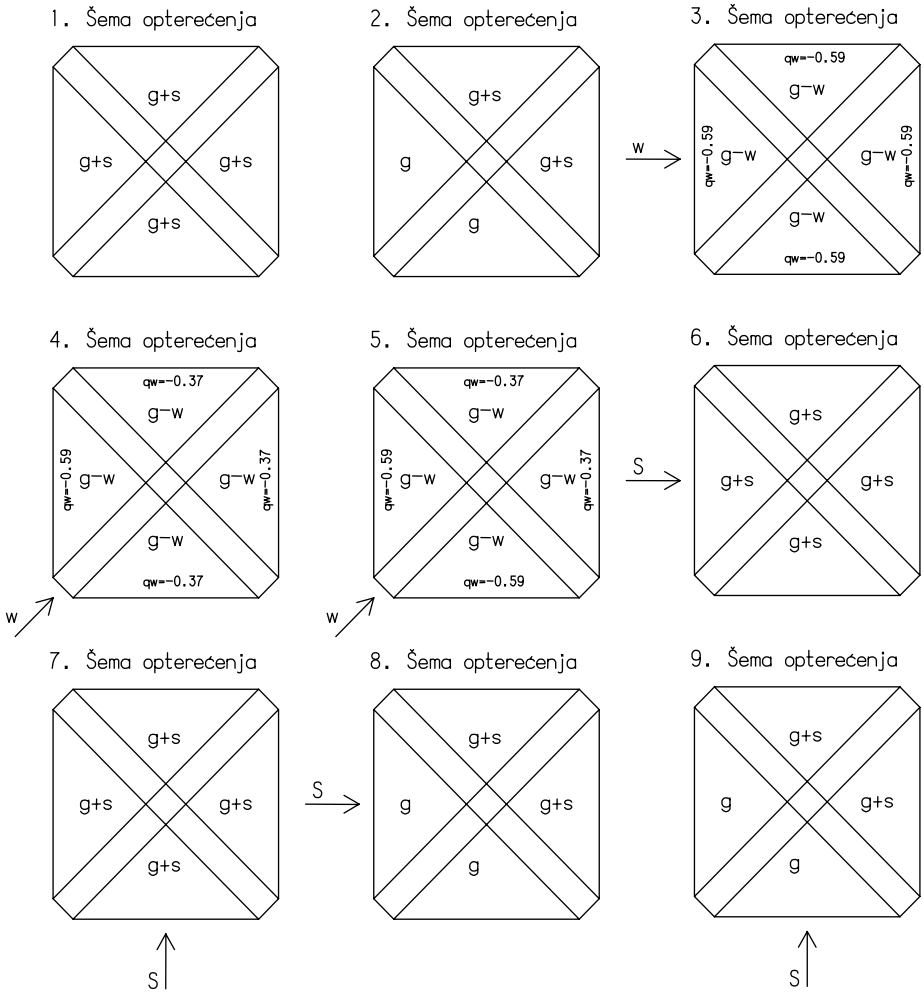
opterećenja, uneti su u vidu čvornog opterećenja, u funkciji pripadajuće površine za svaki od projektovanih čvorova sistema. Opterećenje od sopstvene težine elemenata konstrukcije je definisano samim programskim paketom, kroz dimenzije elemenata formiranog modela konstrukcije. Veličine svih opterećenja koja deluju na konstrukciju su prikazane u sklopu statičkog proračuna, u okviru analize opterećenja.

Objekat se nalazi u zoni VIII stepena seizmičnosti, po skali MCS. Kontrola seizmičke stabilnosti konstrukcije krova, odnosno celog objekta, je izvršena u kombinaciji sa simetričnim i asimetričnim opterećenjem od snega, metodom ekvivalentnog statičkog opeterećenja. Analiza opterećenja vetrom je sprovedena u skladu sa važećim standardima JUS U.C7.110, JUS U.C7.111 i JUS U.C7.112.

U okviru statičkog proračuna, analizirano je devet šema opterećenja (slika 3.):
1. šema opterećenja (stalno opterećenje + simetrično opterećenje snegom)
2. šema opterećenja (stalno opterećenje + asimetrično opterećenje snegom)
3. šema opterećenja (stalno opterećenje + opterećenje vetrom, ugao dejstva $\beta = 0°$)
4. šema opterećenja (stalno opterećenje + opterećenje vetrom, ugao dejstva $\beta = 45°$)
5. šema opterećenja (stalno opterećenje + opterećenje vetrom, ugao dejstva $\beta = 45°$)
6. šema opterećenja (stalno opterećenje + simetrično opterećenje snegom + seizmičko opterećenje u X pravcu)
7. šema opterećenja (stalno opterećenje + simetrično opterećenje snegom + seizmičko opterećenje u Y pravcu)
8. šema opterećenja (stalno opterećenje + asimetrično opterećenje snegom + seizmičko opterećenje u X pravcu)
9. šema opterećenja (stalno opterećenje + asimetrično opterećenje snegom + seizmičko opterećenje u Y pravcu)

Dimenzionisanje elemenata drvene konstrukcije i njihovih međusobnih veza je sprovedeno u skladu sa važećim standardima JUS U.C9.200 i JUS U.C9.300, uzimajući u obzir najnepovoljniju kombinaciju uticaja presečnih sila, za odgovarajuću šemu opterećenja, vodeći računa o povećanju dozvoljenih napona za kombinaciju opterećenja iz tri definisane grupe opterećenja:
1. OSNOVNO
    - stalno opterećenje
    - sneg
    - vetar samostalan, bez snega
2. DOPUNSKO
    - vetar + sneg
3. NAROČITO
    - seizmičko opterećenje

Za sabrano opterećenje od snega i vetra, dozvoljeni naponi se povećavaju za 15%, ali to u ovom slučaju nema značaja, pošto je za opterećenje vetrom izraženo njegovo sišuće dejstvo, koje umanjuje uticaje u odnosu na kombinacije opterećenja 1 i 2, koje su merodavne za dimenzionisanje, tako da sabrano dejstvo snega i vetra nije ni tretirano u sklopu statičkog proračuna, odnosno pri dimenzionisanju.



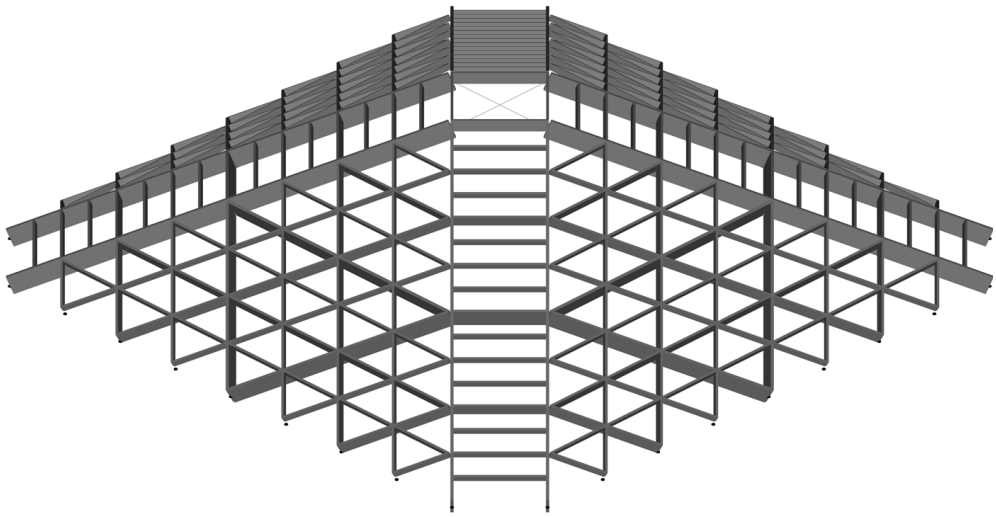
Slika 3 – Šeme opterećenja

Za elemente drvene konstrukcije je upotrebljeno lepljeno lamelirano drvo, od četinara II klase. Nakon dimenzionisanja, usvojene su sledeće dimenzije poprečnih preseka elemenata drvene konstrukcije:

- Nivo 1, b / d = 16 / 40 cm
- Nivo 2, b / d = 16 / 80 cm
- Nivo 3, b / d = 20 / 120 cm
- Nivo 4, b / d = 20 / 130 cm

Međusobne veze svih elemenata drvene konstrukcije su zglobne i izvode se pomoću čeličnog okova (kvalitet čelika Č 0561), oblikovanog u zavisnosti od broja štapova koji se vezuju u čvoru. Veza između drveta i čeličnog okova se ostvaruje pomoću zavrtnjeva, kvaliteta u svemu prema važećim standardima.

Krovna drvena konstrukcija se oslanja na obodni poligonalni armirano-betonski prsten. Oslonci drvene konstrukcije glavnih krovnih dijagonalnih nosača (čvorovi broj 1) u liniji grebena su projektovani kao zglobni nepomerljivi, kao i oslonci štapova nivoa 3 (čvorovi broj 4). Vertikalne oslonačke reakcije se, preko AB prstena, prenose na armirano-betonske stubove u sistemu konstrukcije prizemlja i sprata, dok su horizontalne reakcije i njihove komponente takođe predate armirano-betonskoj konstrukciji prizemlja i sprata, pomoću armirano-betonskih kosih štapova i ploča, projektovanih u čvorovima broj 1 i broj 4. Oslonci ostalih elemenata drvene konstrukcije (čvorovi broj 2 i 3) su projektovani kao zglobni horizontalno pomerljivi u pravcu upravnom na podužnu osu obodnog prstena, odnosno sprečeno je pomeranje konstrukcije samo u pravcu podužne ose prstena. Na ovaj način je izbegnuto dopunsko savijanje obodnog prstena, kao i dopunsko savijanje konzolnih prepusta armirano-betonskih stubova, na koje se oslanja obodni armirano-betonski prsten. Veza elemenata drvene i armirano-betonske konstrukcije se izvodi pomoću posebno oblikovanog čeličnog okova (kvalitet čelika Č 0561), prethodno ankerovanog u beton i konstruisanog tako da prihvati oslonačke reakcije drvene konstrukcije i da ih uspešno prenese na armirano-betonsku konstrukciju objekta. Protivpožarna otpornost drveta je postignuta zaštitnim premazom POFEX-W, dok je uz statički proračun dat i izveštaj o ispitivanju otpornosti prema požaru nosača od LLD-a, zaštićenog navedenim premazom.



Slika 4 – Prostorni prikaz konstrukcije krova

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Predrag Mišković[1], Vitomir Lalović[2]

IZGRADNJA POSLOVNIH CENTARA U BLOKOVIMA 26, 20 I 11A NA NOVOM BEOGRADU

Rezime:

Od januara 2005. godine radimo na izgradnji poslovnih centara na Novom Beogradu. Konstrukcije na sva tri objekta praktično su iste. Rade se monolitne konstrukcije sa kombinacijom panelnog i skeletnog sistema za prijem vertikalnih opterećenja; sa AB pločama d=25-26 cm; a liftovskim jezgrima i zidovima za prijem horizontalnih i seizmičkih uticaja. U referatu ćemo Vas bliže izvestiti o svakom objektu i primenjenim tehnologijama i opremi.

Ključne reči: konstrukcija, oprema, tehnologija.

CONSTRUCTION OF BUSINESS BUILDINGS IN BLOCKS 26, 20 AND 11A IN NEW BELGRADE

Summary:

From January 2005 we are building business centers in New Belgrade. Structures of all three buildings are almost equal. Structures are monolith with combination of panel and skeleton systems for vertical forces; with reinforcement concrete slabs d=25-26 cm; and lift shafts and walls for horizontal and seismic forces. In paper we will report about every building and used technologies and equipments.

Key words: structure, equipment, technology.

[1] Predrag Mišković, dipl.ing.građ., GP Napred A.D., Bulevar Mihaila Pupina 115, 11070 Novi Begrad, Srbija

[2] Vitomir Lalović, dipl.ing.građ., Predstavništvo NOE-Schaltechnik, Mačvanska 21, 11000 Beograd, Srbija

1. UVOD

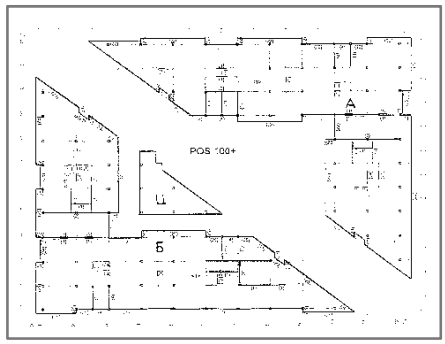
U elaboratu će biti izneti osnovni podaci o objektima na ovim gradnjama i zajednički prikaz korišćenih tehnologija i opeme sa pregledom izrade vodonepropusnih elemenata na Bloku 11a, a i nekih tehnoloških detalja.

2. BLOK 26

Poslovni centar je smešten na uglu Bul. M. Pupina i ul. Proleterske solidarnosti. Podzemni deo čine jednoetažna garaža (65,5m x 90,6m) ispod samog objekta i aneks garaže (65,5m x 24,0m). Od prizemlja su tri posebna objekta. Spratnost je podrum (garaža); prizemlje; 7 spratova i tehnička etaža na objektima "A" i "B", a na objektu "C" je podrum (garaža); prizemlje i 2 etaže. Izvođač i investitor je GP Napred A.D.

Tabela 1 – Analiza površina na Bloku 26

Objekat	F bruto (m^2)
Gornji deo objekta	31.142
Garaža	6.158
Aneks	1.555
Ukupno m^2	**38.855**

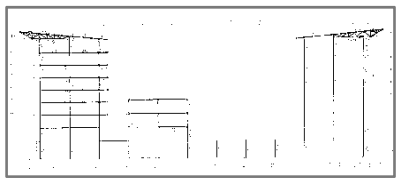


Slika 1 - Osnova

2.1. KONSTRUKCIJA – BLOK 26

Objekat je skeletnog konstruktivnog sistema sa stubovima Ø 60 cm, zidnim ukrućenjima i liftovskim jezgrima. Međuspratna konstrukcija j AB ploča debljine d=26 cm oslonjena na stubove ı zidove (d_z=20-30 cm) po obimu, a ukrućena je i gredama. Stepeništa su monolitna d_p=16 cm, a oslonjena su na zidove, grede i ploče. Objekat je do ploče prizemlja bez dilatacija, jer su male temperaturne promene ispod površine terena, a iznad prizemlja objekti "A" i "B" su konstrukciono dilatirani u po dve odvojene celine.

Slika 2 - Presek

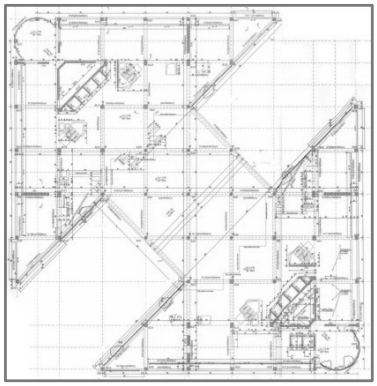


Krovna konstrukcija je čelična i oslanja se na betonsku konstrukciju stubova i zidova tehničke etaže. Raster konstrukcije je 8 i 6 m, a preko primarnih nosača i rešetki urađena je ispuna od čeličnih rožnjača i sekundarnih rešetki. Konstrukcija je ukrućena krovnim spregovima. Objekat je fundiran na temeljnoj ploči d=50 cm sa temeljnim jastucima ispod objekata "A", "B" i "C". Temeljna konstrukcija radi kao ploča na elastičnoj podlozi i tokom radova se pokazalo da sleganja nisu bila veća od 3 cm u fazi izgradnje objekta, a do 5 cm u konačnoj fazi. Ovakav način fundiranja je izabran zbog loše nosivosti tla i visokog nivoa podzemnih voda, a da bi se izbeglo fundiranje na šipovima. Spratne visine (pod/pod) su 4,5 m u garaži, 3,5 m na prizemlju i 3,4 m na spratovima.

3. BLOK 20 - "SAVOGRAD"

"Savograd" je lociran između ulica Vladimira i Milentija Popovića i Geneks apartmana i hotela Hajat. Investitor je Neimar V, a izvođači: Fundament MB do kote ±0,00 i GP Napred iznad prizemlja. Podzemni deo čini dvoetažna garaža ispod cele parcele ukupne bruto površine od oko 20.000 m^2, a nadzemni deo čine tri objekta. Objekti "A" i "B" su spratnosti Pr+M+7+Ps, a objekat "C" je Pr+M+13 (na delu kule). Bruto površina nadzemnih delova je oko 39.000m^2. Objekti "A" i "B" su u sklopu prve tri etaža povezani pasarelom koji ih funkcionalno objedinjuje.

3.1. KONSTRUKCIJA – BLOK 20



Slika 3 – Osnova objekata A i B

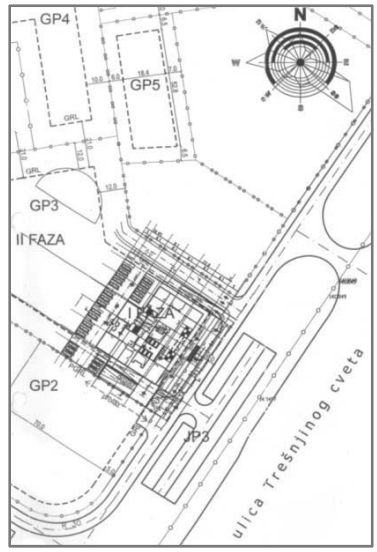
Zanimljivo je da su objekti "A" i "B", kao i na Bloku 26, projektovani kao dve ugaone zgrade okrenute jedna prema drugoj. Objekat "C" je praktično odvojen od ova dva objekta ulaznim rampama za garažu. Konstrukcija je monolitna sa armirano betonskim stubovima 60x60 cm u rasteru 3,9 m i 7,8 m za prijem vertikalnih opterećenja. Horizontalna opterećanja i sezmičke uticaje primaju stepenišni i liftovski zidovi prosečne debljine 20 cm. Međuspratna ploča je armirno betonska debljine 25 cm, krovna konstrukcija je čelična, a karakteristično je da su samo delovi krova pokriveni limom, tako da su na poslednjim spratovima urađeni kompletni sistemi za hidroizolaciju i odvod atmosferskih voda. Objekti su fundirani preko temeljne ploče koja je sistemom šipova oslonjena na zdravo tlo, rađena je i serija potiskujućih šipova kao dopunsko osiguranje fundiranja objekta i to u drugoj fazi paralelno sa izradom konstrukcije do 5 etaže (iznad tla).

Slika 4 - Presek

Ovaj metod je omogućio bržu izgradnju objekta i praktičn paralelnu izradu i dela fundamenta i dela konstrukcije. Spratn visine garaža su 2,6 m i 3,25 m, na prizemlju i mezaninu su 3 m, a na spratovima po 2,8 m mereno od konstrukcije poda do konstrukcije tavanice.

4. BLOK 11A

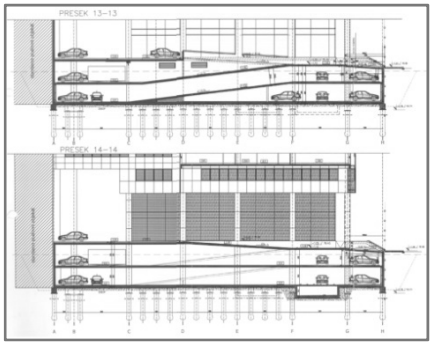
Poslovni objekat se radi između ulice Trešnjin cvet i između zgrada Energoprojekta i Kineske ambasade. U prvoj fazi se radi objekat površine 20.000 m^2. Iskopi i izrada šipova za drugu fazu su u toku, a ovaj deo je planiran na oko 35.000 m^2. Investitor je Promo Media, a izvođači: Imperial i Deneza M Inženjering. Podzemni deo čine dvoetažne garaže koje se praktično prostiru ispod celog placa, dok se nadzemni delovi rade kao tri posebna objekta. Objekat ka ulici Trešnjin cvet je spratnosti: prizemlje + galerija + 8 spratova + povučeni sprat + tehnička etaža. Objekti u drugoj fazi su spratnosti: prizemlje + galerija + 6 spratova + povučeni sprat + tehnička etaža.



Slika 5 - Lokacija

4.1. KONSTRUKCIJA – BLOK 11A

Spratne visine u garažama su 2,80 m i 3,60 m, na prizemlju 4,32 m, a na ostalim etažama 3,60 m mereno od poda do poda. Konstrukcija je armirano betonska u rasteru od 4,05 m do 8,10 m. Objekat je fundiran na 325 šipova Ø 60 cm dužine od 12,79 m do 14,79 m u prvoj fazi. U drugoj fazi će se raditi 431 šip istih prečnika i dužina. Spoj temeljne ploče debljine 30 cm i šipova ostvaruje s preko naglavnih greda i temeljnih jastuka (naglavnica). Svi elementi u skopu temelja kao i obodni zidovi oko podzemnih etaža rade se od samougrađujućeg betona SCC 40/V6/M100, debljine zidova su po obodu od 30-40 cm, a unutrašnjih od 20-25 cm. Svi spojevi betona rade se sa posebnim vodootpornim elementima po sistemu "belih kada" i ne radi se nikakva dodatna hidroizolacija podzemnih etaža. Za vodootporne spojeve iskorišćeni su sledeći elementi tipa SIKA: AR trake širine 24 cm debljine 3 mm, injekciona creva sa čepovima, ekspandirajuće trake i paste. Osnovni elementi konstrukcije su armirano betonske ploče debljine 25 cm, stubovi Ø 50 cm i 80 cm, stubovi 65x65 cm na gornjim etažama, zidovi debljine 15-30 cm a u garaži i do 40 cm. Svi elementi su MB 30 i MB 40, a svi vodootporni betoni SCC 40. Princip prenošenje opterećenja je isti kao na Blokovima 26 i 20.



Slika 6 - Preseci

5. UPOREDNI PREGLED KONSTRUKCIJA

Objekat	Temelji	Raster (m)	Broj podz. etaža	Broj nadz. etaža	Debljina tavanica (cm)	Dimenzije stubova (cm)	Debljine zidova (cm)
Blok 26	AB ploča d=50 cm	6,00 8,00	1	3-8	26	Ø40–Ø80	20-30
Blok 20	AB ploča d=40 cm i šipovi Ø60cm i 30x30cm	3,90 7,80	2	10-15	25	Ø40–Ø60 60x60	20-30
Blok 11a	AB ploča d=30cm i šipovi Ø60cm	4,05 6,75 8,10	2	10-12	25	Ø50–Ø80 65x65	15-40

6. TEHNOLOGIJA I OPREMA

6.1. ZEMLJANI RADOVI

Posebni problemi kod ovih radova prouzrokovani su visokim nivoima podzemnih voda (i do snimljenih 71,50 mnm na Bloku 11a), naročito kod dvoetažnih podzemnih garaža na Blokovima 20 i 11a.

Iskopi su osiguravani sistemom obodnih šipova i dijafragmi na Bloku 20 (firma Fundament MB), kao i na Bloku 26 ka saobraćajnici Bul. M. Pupina. Na ostalim delovima rađene su škarpe sa nagibima od 40-60^{o} zavisno od vrste tla. Na delu iskopa na Bloku 11a rađena je drvena podgrada sa ramovima na 75 cm zbog više različitih slojeva zemljišta.

6.2. IZRADA TEMELJA

Šipove na objektu Blok 20 "Savograđ" uradila je firma Fundament MB, po sistemu "Simpleks" šipova Ø 60 cm ispod svih nosećih stubova, kao i dodatne potiskujuće šipove 30x30 cm koji su rađeni u drugoj fazi paralelno sa delom konstrukcije iznad prizemlja – do pete etaže.

Šipove na Bloku 11a radi firma Gemax po metodi "Franki" šipova prečnika Ø 60 cm. Nosivost jednog šipa projektovana je na 150 tona ; dodatno je kontrolisana probnir

Slika 7 – Izrada temelja na Bloku 11a

opterećenjem na 220 tona koje je odrađeno sredinom avgusta 2008. god. Svi šipovi su posebno kontrolisani metodom ultrazvuka.

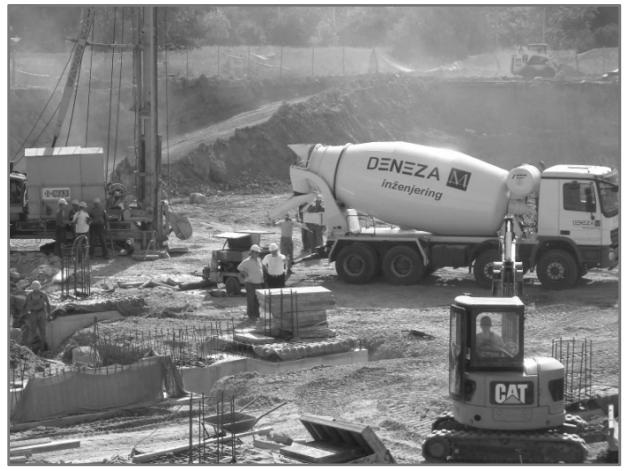
Temeljne ploče na sva tri objekta su rađene kao kontinualne armirano betonske ploče debljine 30 cm na Bloku 11a, 40 cm na Bloku 20 i 50 cm na Bloku 26. Logično je da je najdeblja ploča na Bloku 26 gde nisu rađeni šipovi.

6.3. KONSTRUKCIJA

Konstrukcije ostalih delova objekata su praktično iste i svi objekti su rađeni kao monolitne armirano betonske konstrukcije izuzev nekih stepenišnih krakova na delu objekta GP-3 u Bloku 11a.

Iako su izvođači bili različiti praktično je korišćena slična oprema na sva tri objekta o čemu će biti reči u nastavku teksta. S obzirom da su svi sistemi monolitni veliki deo posla su odradile tesarske, armiračke, skelarske i betonirske brigade. Posebna pažnja vođena je o sigurnosti radnika, kvalitetu radova i nezi betona.

6.4. OPREMA



Zbog velikog obima radova korišćena je i raznovrsna oprema, samo na Bloku 20 u avgustu 2007. stacionirana je sledeća oprema: DOKA horizontalne table 4.000 m^2, NOE horizontalni paneli 600 m^2, DOKA "I" drveni nosači 15.500 m, podupirači 5.780 kom., LAYHER skela 4.800 m^2, NOE podupirači sa padajućim glavama 480 kom., DOKA tronošci za podupirače 480 kom., cevna skela Ø 48 mm – 24.000 m, tri krana, tri lift dizalice, DOKA oplata zidova h=3,15 m F=150 m^2, DOKA oplata zidova h=4,00 m F=800 m^2, NOE oplata stubova 60x60 cm h=3,5-4,0 m 10 kompleta, NOE oplata stubova Ø 60 cm h=3,5-4,0 m 4 kompleta, NOE oplata stubova Ø 50 cm h=3,54,0 m 5 kompleta, komplet NOE oplate za lift za četiri lift okna i dva instalaterska kanala.

Sva ova oprema zahtevala je preciznu organizaciju gradilišta i redovno održavanje, ali je omogućila i kratke rokove za izradu konstrukcije:

1. Blok 26 od januara 2005. do oktobara 2007. - 38.855 m^2 bruto površine (bez delova ploča prizemlja koji praktično samo pokrivaju garaže),
2. Blok 20 od sredine novembra 2006. do sredine decembra 2007. - oko 39.000 m^2 iznad kote prizemlja,
3. Blok 11a od sredine maja 2008. se radi radi konstrukcija prve faze, a rok je februar 2009. - oko 20.000 m^2 (završeni su iskopi a u toku je izrada šipova na drugoj fazi, oko 35.000 m^2).

Na Bloku 26 su u datom periodu završeni kompletni radovi na objektu "B" i u garažama, a takozvana "siva faza" na objektima "A" i "C". Na Bloku 20 u datom periodu je završen i veći deo zidarskih radova.

6.5. KONTROLA RADOVA I UTROŠAK RADNOG VREMENA NA BLOKU 20

Na osnovu standardnih normativa i opisa radova došli smo do sledećih podatka o predviđenom utrošku norma sati po m^2 bruto površine:

VRSTA RADOVA	jedinica mere	količina / m^2	NČ / m^2
armatura	kg	55,00-74,00	1,65-2,22
beton	m^3	0,43-0,46	0,49-1,07
skela	m^2	0,66	0,46-1,24
montaža oplate	m^2	2,18-2,23	1,83-2,38
izrada oplate	m^2	0,50-0,55	0,30
Ukupno NČ / m^2	**4,73-7,21**		

S obirom da je veći deo radova bio na kompleksnim pozicijama prosečno se očekivao utrošak do 6,50 norma sati po m^2.

Na osnovu obrađenih podataka od 11.2006. do 10.2007. utvrđeno je da potrošeno sledeće radno vreme:

- od 11.2006. do 04.2007. = 6,05 NČ / m^2,
- maj 2007. = 7,16 NČ / m^2 (bilo je zastoja zbog projekata),
- jun 2007. = 5,92 NČ / m^2,
- jul 2007. = 5,67 NČ / m^2,
- avgust 2007. = 5,75 NČ / m^2,
- septembar 2007. = 5,88 NČ / m^2,
- oktobar 2007. = 6,92 NČ / m^2 (povećan broj greda i parapeta).

7. VRSTE OPLATA

7.1. OPLATA STUBOVA

Za izradu stubova korišćeni su sledeći tipovi NOE metalnih oplata:

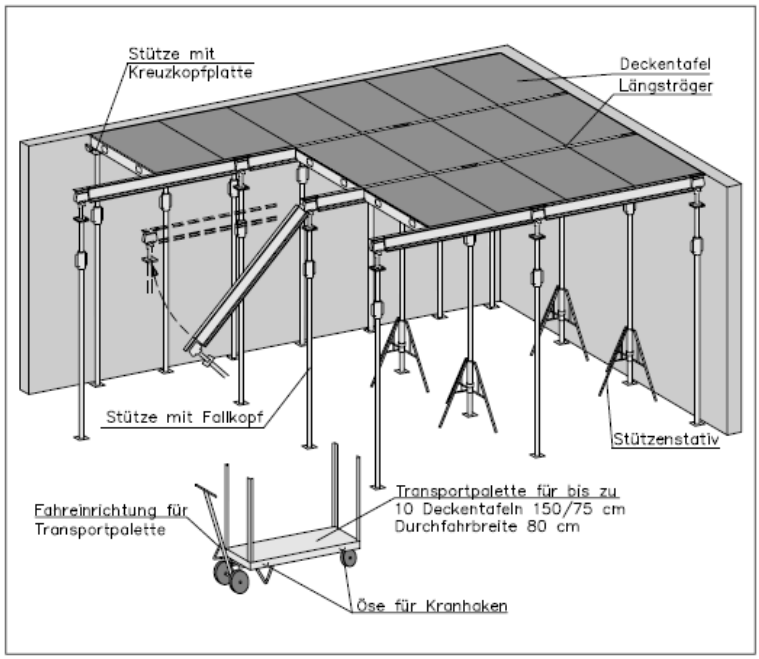
1. fiksne čelične oplate za kružne stubove Ø 40, Ø 50 i Ø 80 cm,
2. čelične oplate za kvadratne stubove, sa resterom od 5 mm, na ovim objektima rađeni su stubovi: od 60x60 cm do 65x65 cm,
3. fleksibilne aluminijumske oplate za kružne stubove od Ø 30 cm do Ø 90 cm, sa rasterom od 2,5 cm po prečniku.

Sve oplate su opremeljene odgovarajućim stabilizatorima i radnir platformama za betoniranje.

Slika 8 – Oplata kružnih stubova

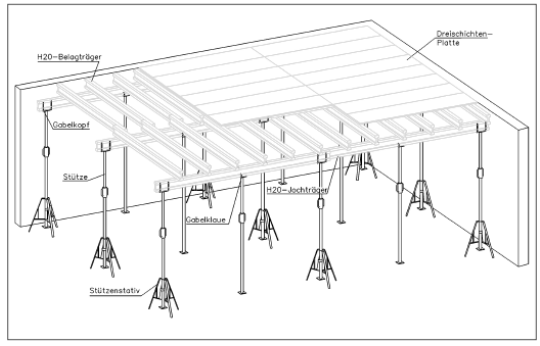
7.2. NOE OPLATA ZA PLOČE PO SISTEMU "PADAJUĆIH GLAVA"

Osnovu sistema čine podupirači (h=2,35-4,10 m, nosivosti 1,5-3,5 tona), sa takozvanim "padajućim glavama" i sistemom traverzni i horizontalnih panela (aluminijumski ram sa opšivkom od vodotpornog špera d=9 mm). Sistem omogućava da se posle 3 do 5 dana vrši demontaža traverzni i horizontalnih panela dok podupirači ostaju u funkciji, što znači da sa jednim kompletom horitzontalnih panela a sa većim brojem podupirača može da se odradi i do tri puta veća površina AB ploča nego u klasičnom sistemu. Kompletan sistem je obrađen posebnim katalogom sa podacima o vremenu demontaže elemenata zavisno od debljine tavanica, rastera konstrukcije, vrste cementa / betona i vremenskih uslova.



7.3. ŠTELUJUĆI PODUPIRAČI ZA OPLATU PLOČA I GREDA

Podupirači su osnovni element za vertikalno spuštanje opterećenja sa oplata greda, ploča, stepeništa, itd. Rade se od šavnih cevi odgovarajućeg kvaliteta (zavisno od zahtevane nosivosti). Na ovim gradilištima korišćeno je više vrsta podupirača, od domaćih tipa PG2 do PG6, do podupirača sistema NOE i DOKA. Fleksibilnost u vertikalnom pravcu omogućava široku primenu od 1,20 m do 4,80 m, a zavisno od vrste vertikalnog raspona i korišćenih rastera nosivost se kreće od 940 kg do 3.500 kg.



7.4. SISTEMSKE DRVENE OPLATE ZA AB PLOČE

Osnovnu prednost ovoga sistema čine male težine svih elemenata, kompatibilnost sa ostalim sistemima i klasičnim oplatama što omogućava izradu i složenih profila u kratkim rokovima.

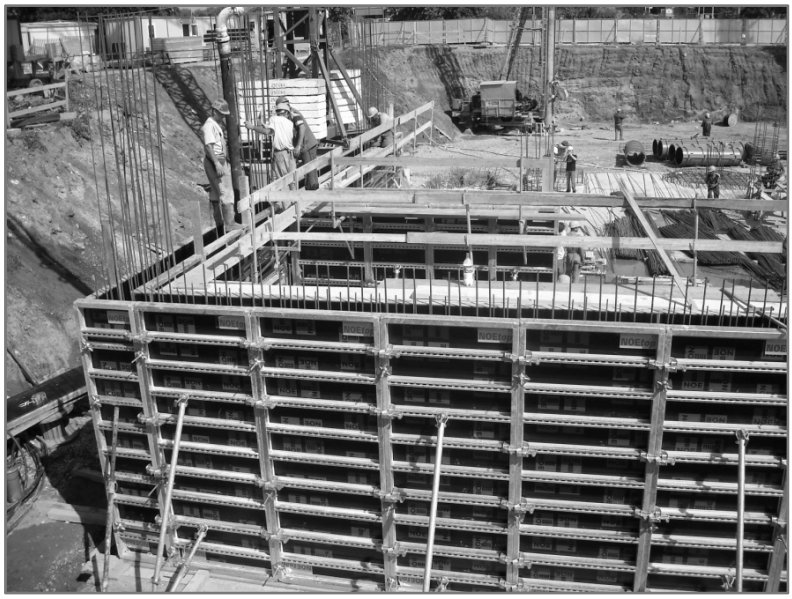
Osnovni elementi ovih sistema su:

1. podupirači prosečne nosivosti 2 tone (1,5-3,5 t),
2. tronošci za vertikalnu stabilizaciju podupirača,
3. poprečni drveni "I" nosači dužine do 2,2 m,
4. podužni drveni "I" nosači dužine do 5,9 m,
5. table od vodootpornog špera debljine 21 mm i 27 mm (dimenzija: 50/150-250 cm).

7.5. OPLATA ZIDOVA

Zavisno od debljine, visine i mogućeg položaja korišćena su tri sistema oplata tipa NOE:

1. Teška čelična oplata za zidove deblje od 20 cm. Visina oplate je 3,31 m, sa sistemom asimetričnog pritezanja;
2. Laka aluminijumska oplata za zidove debljine do 20cm;
3. Teška čelična jednostrana oplata.



Slika 9 – Zidna teška čelična ramovska oplata NOE top

Sve oplate zidova ispunjavaju uslove po standardu za klasu S2A (austrijske norme). Sa obzirom da spratne visine nisu prelazile 3,5 m, sem na delu prizemlja objekta na Bloku 26 i Bloku 11a, praktično su svi zidovi odrađeni bez dodatnih klasičnih oplata. Tešku čeličnu oplatu čine metalni ramovi sa opšivkom od špera i posebni fleksibilni ugaoni elementi čija pomerljivost olakšava montažu i demontažu oplate i omogućava i izradu ugaonih spojeva i liftovskih jezgara. Nosivost ovih oplata je 60 KN/m^2. Laka alumijumska oplata je praktična sa tablama širine 30,40,45,50,75 i 90 cm, a visine 150 i 275cm, što omogućava široku primenu te je korišćena i za izradu temeljih greda i jastuka na Bloku 11a. Nosivost ovih elemenata je do 50 KN/m^2, uz komplete oplate idu i stabilizatori za vertikalno podešavanje i radne platforme.

8. NEKI TEHNIČKI DETALJI

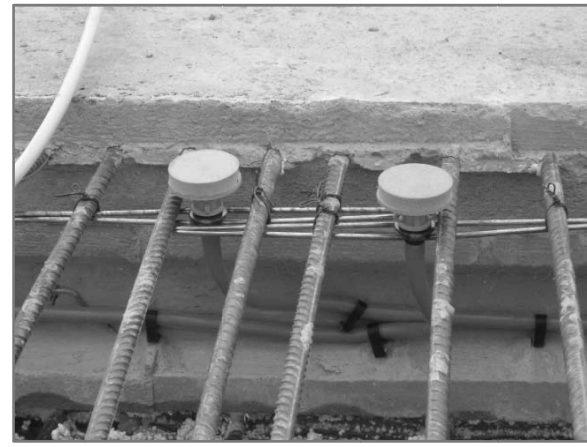
8.1. ELEMENTI ZA VODONEPROPUSNOST SPOJEVA BETONA

Na Bloku 11a rađen je sistem *belih kada* kao osiguranje od prodora vode do kote prizemlja.

Temeljna ploča i obodni zidovi do kote prizemlja rađeni su od samougrađujućeg betona SCC 40/V6/M100 čiji su spojevi (taktovi) osiguravani SIKA VDP elementima: AR trake - 240/3 mm, injekciona creva sa čepovima za injektiranje, ekspandirajuće trake i paste itd. AR trake i injekciona creva ugrađivana su na svim spojevima VDP betona. Injekciona creva su dodatno osiguranje u slučaju prodora vode i kroz njih se vrši injektiranje dilatacija u horizontalnom ili vertikalnom smislu.

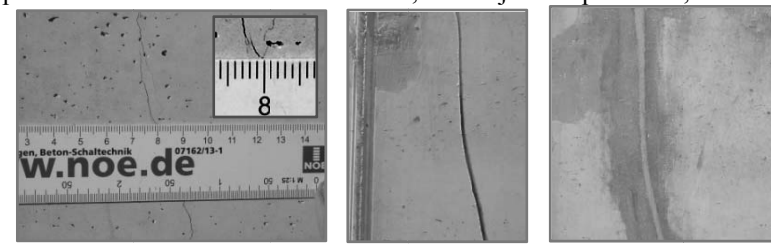
Slika 10 – Ugradnja AR traka

Po završetku prethodnih taktova betona na horizontalnim i vertikalnim spojevima se, pored već ugrađenih AR traka, ugrađuju i injekciona creva sa čepovima za injektiranje na maksimalnom rastojanju od 8 m. Po potrebi su ugrađivane ekspanidirajuće trake i paste, posebno oko ugradbene bravarije i kao osiguranje na temeljnim jamama liftova i kod rampi za vozila.



8.2. SANACIJA MIKROPRSLINA

S obzirom da mikroprsline nisu prelazile 0,15 mm i da nisu bile dublje od zaštitnog sloja betona, što je posebno kontrolisano i vizuelno i snimanjem, odrađena je dodatna sanacija tih prslina kako bi se bilo kakav prodor vlage sprečio. Proces je sledeći: kontrola veličine prslina i dubine, prošlicavanje prsline uz dodatnu kontrolu dubine, čišćenje kompresorom, obrada SIKADUR-om i dodatna kontrola posle očvršćavanja. Naknadnom kontrolom je utvrđeno da nema pojave prslina na saniranim mestima.



DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Miloš Lazović[1], Biljana Canić[2]

IZGRADNJA OBJEKTA "ZIRA CENTAR" U BEOGRADU METODOM "TOP DOWN"

Rezime

U samom centru Beograda, Verano Invest je investirao u izgradnju ZIRA CENTRA, napravljenog po uzoru na najpoznatije multifunkcionalne centre u svetu. Na ukupno 5 nivoa ispod zemlje nalazi se parking prostor sa više od 450 parking mesta. U ovom radu, prikazan je način izgradnje podzemnog dela 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 "ZIRA CENTER" IN BELGRADE BY USING "TOP DOWN" METHOD OF CONSTRUCTION

Summary

In the center of Belgrade, Verano Invest has invested in the construction of ZIRA CENTER, made by model of most famous multifunctional centers in the world. On five underground levels, there is parking space with more then 450 parking places. In this Paper, we have shown method of construction of underground levels, 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

1 UVOD

U periodu od jula 2005. godine do jula 2006. godine izvođeni su radovi na izradi podzemnog dela konstrukcije objekta ZIRA CENTAR 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 izvodili su se radovi na nadzemnom delu što je dovelo da znatnog smanjenja roka izgradnje celokupnog objekta. Radove na nadzmenom delu konstrukcije objekta izvodilo je preduzeće iz Beograda, "Monterra" d.o.o.

Objekat je lociran u gradskom jezgru, na prostoru između ulica Ruzveltove, Cvijićeve i ulice Radmile Rajković. Naspram Cvijićeve ulice nalaze se susedni objekti čija je kota fundiranja znatno iznad kote fundiranja objekta ZIRA CENTRA i koji su zatečeni u dosta lošem stanju. Osnova objekta je nepravilnog pravougaonog oblika, dimenzija približno 70,00 x 60,00 metara i površine oko 4.200,00 m2. Objekat ima pet podzemnih i devet nadzemnih etaža. Na toj lokaciji teren se nalazi u padu, od Ruzveltove ulice ka ulici R. Rajković. Najveća dubina iskopa u odnosu na Ruzveltovu ulicu iznosi preko 25,00 metara, što čini da je ova jama najdublja temeljna jama koja je do sada izvedena u Beogradu. 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 dijafragmi i bušenih šipova po obodu jame. 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 dijafragmama i 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 4,00 do 5,00 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.

2 IZVOĐENJE RADOVA

Po obodu temeljne jame, uz Ruzveltovu i Cvijićevu ulicu, izvedene su AB dijafragme dimenzija osnove 2,50 x 0,80 metara na osovinskom rastojanju od 2,00 metra. Iznad dijafragmi je izvedena vezna greda na koju se oslanja privremeni potporni zid. Pošto je teren na ovoj lokaciji u nagibu, sa kotama od 108,00 do 112,00, za iskope do kote 101,00 dijafragme se ponašaju kao konzolni elementi elastično uklješteni u tlo. Sa povećavanjem potrebne dubine iskopa do kote 94,60 mnv javila se potreba razupiranja dijafragmi.

Prva faza iskopa podrazumeva iskop do kote 104,35 mnv. Na mestima budućih stubova objekta izvedeni su bušeni šipovi Φ1500mm, koji se iznad temeljne ploče izvedeni kao čelični šipovi Φ520mm. Vezano za izvođenje unutrašnjih šipova Φ1500 mm koji su izvedeni na mestima stubova konstrukcije objekta, bitno je napomenuti da su oni betonirani do kote donje

ivice temeljne ploče. Prosečna dužina tih šipova je 17,35 metara. Na slici 1. prikazano je izvođenje bušenih šipova unutar objekta.

Slika 1.

Od kote donje ivice temeljne ploče do kote donje ivice AB ploče nivoa -3, šipovi su izvedeni u čeličnoj cevi Φ520 mm. Prostor bušotine Φ1500 mm, a oko čelične cevi Φ520 mm, ispunjen je suvim peskom. Na kraju, izvedeni su stubovi projektovanih dimenzija u čijem jezgru se nalaze čelične cevi Φ520 mm. Zatim je preko pripremljene podloge izvedena tavanica na koti 104,70 (NIVO -3) koja služi ujedno i kao oslonac dijafragmama u horizontalnoj ravni (Slika 2.). U toj ploči ostavljeni su otvori za ventilaciju prostora ispod tavanice i otvori za formiranje kose rampe neophodne za odvoz materijala čiji će se iskop vršiti u narednim fazama ispod izvedene ploče. Kosa rampa je izvedena kao mostovksa konstrukcija koja je zategama okačena o izvedene tavanice iznad nje. Na taj način, omogućen je nesmetani iskop zemljanog materijala ispod rampi. Međuspratna konstrukcija je oslonjena na stubnim mestima na izvedene šipove, a po obodu na zaštitnu konstrukciju temeljne jame.

Druga faza iskopa je dubine 5,65 metara, do kote 98,70 mnv. U toj fazi dijafragme se ponašaju kao konzolni elementi elsatično uklješteni u tlo i oslonjeni na izvedenu AB ploču na koti 104,70. Zatim je izvedena AB tavanica na koti 101,70 mnv (NIVO -4). Za razliku od tavanice nivoa -3 koja se izvodi na prvobitno pripremljenoj podlozi, ova tavanica nivoa -4 je izvedena na prethodno postavljenoj skeli i oplati.

Slika 2.

U trećoj fazi, dubina iskopa iznosila je 4,10 metara, iskop je vršen do konačne dubine tj. do kote 94,60 mnv. Usledila je izrada temeljne ploče (NIVO -6), a potom i izrada AB ploče na koti 98,70 (NIVO -5). Šipovi su dužine 18,50 m, odnosno dno šipa je 8,00 metara ispod temeljne ploče. U konačnoj fazi dijafragme su u horizontalnom pravcu oslonjene na temeljnu ploču i na medjuspratne tavanice, tako da su uticaji u njima manji nego u fazama izvođenja radova.

Na strani ka susednim objektima i ulici Radmile Rajković izvedena je zaštita temeljne jame od bušenih šipova Φ1000mm koji se nalaze na međusobnom osovinskom razmaku od 2,00 m. Krutost na savijanje šipova je znatno manja od krutosti dijafragmi, ali na ovim stranama je i manja dubina iskopa usled pada terena. Postupak izvođenja radova je bio isti kao i u prethodno navedenim delovima gradilišta uz Ruzveltovu i Cvijićevu ulicu. Na strani koja se graniči sa susednim objektima neophodno je bilo izvesti kalkanski zid i kosnike radi preuzimanja bočnih opterećenja. Kako bi se eliminisali uticaji na zaštitnu konstrukciju temeljne jame od podzemne vode, između šipova i dijafragmi izvedena je vertikalna drenaža. Posle vertikalne drenaže se smo izveli AB zid – zavesa, preko koga se kasnije izvodila hidroizolacija i potom obodni zid objekta. I ispod temeljne ploče je izveden drenažni sistem koji se spaja sa vertikalnom drenažom. Iz drenažnog tepiha voda se drenažnim cevima kontrolisano odvodi do sabirnog šahta, a iz njega pumpama do ulične kanalizacije.

Na slici br.3, prikazana je kosa rampa koja je služila za privremeni transport kamionima iskopanog materijala iz temeljne jame. Ukupno je iskopano oko 60.000,00 m^3 zemljanog materijala.

Slika 3.

Pošto je završeno izvođenje međuspratne konstrukcije na koti 104,70 mnv počelo se sa izvođenjem konstrukcije objekta na gore. 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 5 nadzemnih etaža.

Na slici br.4 vidi se izvođenje radova ispod izvedenih tavanica. Prostor između izvedenih dijafragmi iskorišćen je za formiranje vertikalnih drenova koji su izvedeni od vodopropusnog betona, odnosno od betona frakcije br.3. Takođe, na ovoj slici vide se i ostavljeni otvori u tavanici koji su služili za provetravanje radnog prostora. Da bi se postiglo što bolje provetravanje i osvežio vazduh u radnom prostoru, radnim komorama je pod pritiskom ubacivan svež vazduh.

Slika 4.

3 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 zaštite temeljne jame (šipovi, dijafragme....) stvara mogućnost početka izvođenja radova na nadzemnom delu 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 maksimalna razionalizacija elemenata konstrukcije zaštite temeljne jame. Korišćenjem međuspratnih konstrukcija samog objekta, ne postoji potreba za razupiranjem čeličnom konstrukcijom ili upotrebom geotehničkih ankera.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Vanja Alendar[1], Snežana Marinković[2], Zlatko Marković[3], Dragan Buđevac[4], Milan Spremić[5], Veljko Koković[6], Ivan Ignjatović[7], Marko Pavlović[8]

PROJEKTOVANJE I GRAĐENJE KONSTRUKCIJE OBJEKTA TRŽNOG CENTRA DELTA CITY U BEOGRADU

Rezime:

Objekat tržnog centra "DELTA CITY "u Bloku 67 na Novom Beogradu, prvi je objekat tipa "shopping mall"-a u Beogradu. Funkcionalno, objekat je podeljen na dva bloka – tržni centar i spoljašnju otvorenu višespratnu garažu. Objekat je nepravilne osnove okvirnih dimenzija 210x110 m, sa četiri glavne etaže na delu tržnog centra i pet nivoa parking prostora u spoljnoj garaži. U ovom radu je dat prikaz projektovanja i građenja konstrukcije tržnog centra.

Ključne reči: tržni centar, montažne ošupljene ploče,ramovi, montažne grede

DESIGN AND CONSTRUCTION OF DELTA CITY SHOPPING MALL IN BELGRADE

Summary:

The building of DELTA CITY shopping center in Belgrade is the first shopping mall in Serbia. It consists of two separated structures: the structure of the mall and the structure of the multi-story open garage. The overall dimensions of the irregular layout of the structure are 210 m × 110 m, with four main levels in the mall and five parking levels in the garage. Design and construction review of the shopping centre is presented in this paper.

Key words: shopping mall, hollow core, precast structure, RC frames,

[1] DNEC d.o.o. Beograd, Braničevska 13

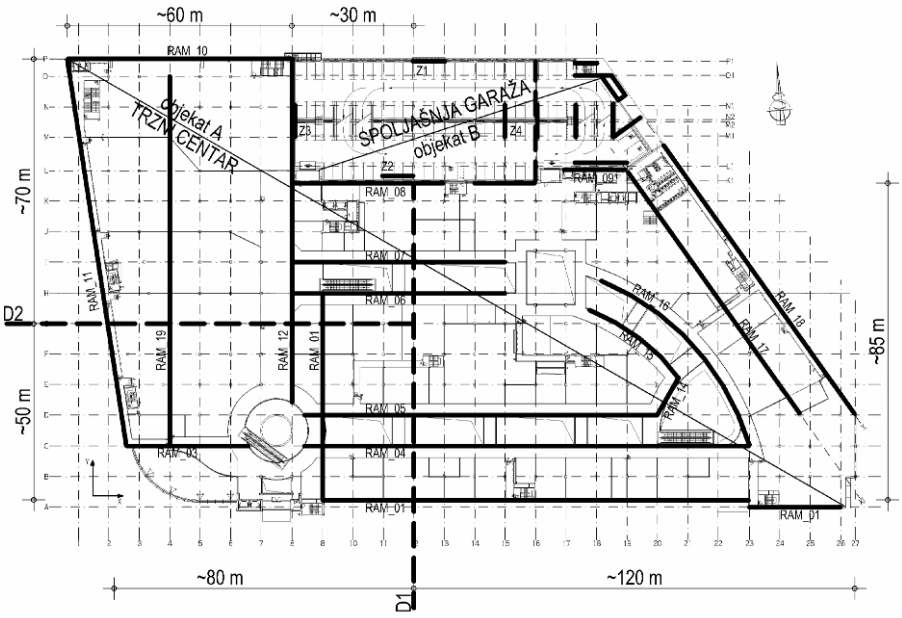
[2, 3, 4, 5, 6, 7, 8] Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar Kralja Aleksandra 73

1 UVOD

Objekat tržnog centra u Bloku 67, na uglu ulica Dr Agostina Neta i Jurija Gagarina u Novom Beogradu, prvi je objekat tipa "shopping mall-a" u Beogradu. Investitor objekta su DELTA M d.o.o. i DELTA CITY d.o.o iz Beograda, a projektant SLAVIJA BIRO d.o.o. iz Beograda u saradnji sa izraelskim partnerom MOORE Architects iz Tel Aviva, koji je i autor arhitektonskog i tehnološkog rešenja. Projektant konstrukcije objekta je Građevinski fakultet u Beogradu, a izvođač austrijska kompanija PORR. Isporučioci montažnih elemenata su bili Kompanija Širbegović iz Bosne i Hercegovine i Vibrobeton iz Hrvatske.

2 KONSTRUKCIJA TRŽNOG CENTRA

Gabarit objekta tržnog centra je nepravilne osnove i iznosi oko 210x110 m. Površina objekta u osnovi je oko 20,000m2, dok je procenjena ukupna bruto povšina oko 75,000 m2, organizovana u četri glavne etaže u tržnom centru (podzemna garaža na koti -3.65, prizemlje na koti 0.00, prvi sprat na koti 5.80 i drugi sprat na koti 11.60), odnosno pet nivoa parkiranja u spoljašnjoj garaži spratne visine 2,90 m. U okviru tržnog centra lokalno se pojavljuju i umetnute međuetaže na kotama 2,90 odnosno 8,70. Na delu tržnog centra na koti 11.60, nalazi se bioskop, sa pet bioskopskih sala. Objekat sadrži i sklonište u okviru podzemne garaže tržnog centra, koje je obrađeno posebnim projektom.



Slika 1 - Dispozicija seizmičikih ramova sa položajem privremenih temperaturnih dilatacija u tržnom centru i seizmičkih zidova u spoljašnjoj višespratnoj garaži

Funkcionalno i konstrukcijski, objekat je podeljen na dva bloka – tržni centar (objekat A) i spoljašnju otvorenu višespratnu garažu (objekat B), slika 1. Konstrukcije ova dva objekta su odvojene vertikalnom dilatacijom, kako zbog neusaglašene spratnosti i krutosti, tako i usled izloženosti otvorene garaže značajnim temperaturnim promenama u toku eksploatacije. Širina dilatacije je određena na osnovu maksimalnih plastičnih pomeranja konstrukcija tokom očekivanog zemljotresa i iznosi 10cm. Fundiranje objekta je izvedeno na zajedničkoj temeljnoj ploči ~210x110m sa kontra-kapitelima i ukopanim obimnim kontinualnim armiranobetonskim zidom u ravni fasada. U toku iskopa temeljne jame postavljene je mreža iglofiltera za obaranje nivoa podzemne vode, koja je na zahtev investitora zadržana u operativnom stanju i nakon završetka građenja.

Glavna konstrukcija objekta tržnog centra je 'hibridna', pretežno montažna, armiranobetonska ramovska konstrukcija, na tipičnom rasteru od 8.20x8.20 m, osim konstrukcije bioskopa iznad kote 11.60, koja je čelična. Tavanice i grede konstrukcije su montažne, dok su stubovi liveni na licu mesta, što je usvojeno kao rešenje koje obezbeđuje neophodni vertikalni kontinuitet i pouzdanost ramovskog sistema. Pojedine tavanice i grede su takođe izvedene kao molitne, bilo zbog nemogućnosti izvođenja racionalne montaže, bilo zbog obezbeđenja neophodnih kontinuiteta pojedinih ramova, slika 2.

Slika 2 – Konstrukcija objekta u toku izvođenja: montažni i liveni deo

Konstrukcija tržnog centra je koncipirana kao ramovski prostorni sistem, bez izraženih jezgara ili vertikalnih spregova za prijem horizontalnih dejstava usled vetra ili zemljotresa. Broj i raspored stepenišnih jezgra pretežno po obimu objekta ocenjen je kao nepovoljan kako sa stanovišta prijema dejstava seizmike i vetra, tako i zbog sprečavanja pomeranja međuspratne konstrukcije usled temperaturnih promena. Najveći broj stubova je konstantnog poprečnog preseka (60/60 cm), sa relativno malom visinom (d/H = 60/1160 = 1/19), tako da je za osnovne elemente za prijem horizontalnog opterećenja uvojeno 250 samostalnih, konzolnih stubova, sa zglobnim vezama sa priključnim gredama. Da bi se povećala i izbalansirala prostorna krutost sistema neophodna za kontrolu deformacija pri zemljotresu i vetru, deo zglobnih veza greda i stubova zamenjen je krutim vezama osposobljenim da prihvate i prenesu alternativne momente savijanja. Ove grede sa odgovarajućim stubovima formiraju tzv. ”seizmičke ramove”, koji su locirani u ravnima fasada po celom obimu objekta kao i delom u unutrašnjosti objekta, slika 1. Radi lakšeg izvođenja krutih veza greda i stubova u ovom projektu je usvojeno da se grede seizmičkih ramova izvode livenjem na licu mesta, slika 3. Od koncepta konstrukcije kao

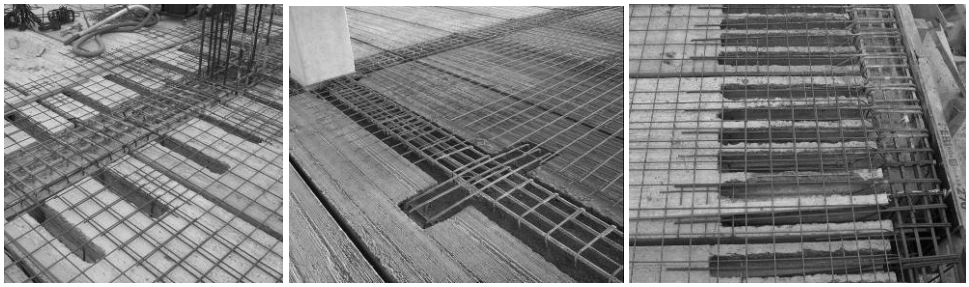
prostornog rama se nije odstupilo ni pri projektovanju stepeništa, koja su izvedena kao ramovski blokovi, „tornjevi“, koji ne treba da sprečavaju horizontalne deformacije konstrukcije u celini. Ramovi stepeništa su izvedeni betoniranjem na licu mesta, dok su gazišta, zajedno sa podestima montažna, slika 3.

Slika 3 – Seizmički fasadni ramovi i stepenišni blokovi

S obzirom na velike gabarite objekta, sa dužinom od preko 200 m, polazna koncepcija je bila da se objekat izdeli vertikalnom dilatacijom na barem dva dela, izvođenjem udvojenih stubova. Međutim, uvažavajući praksu i iskustvo autora arhitektonsko-tehnološkog rešenja na ovakvim objektima u svetu, kod kojih je konstrukcija u ekspolataciji ”zatvorena” u klimatiziovanom prostoru, odnosno nalazi se u stabilnom temperaturnom režimu, konstrukcija tržnog centra je projektovana bez trajnih temperaturnih dilatacija. Za fazu građenja predviđene su privremene dilatacije koje se nalaze u osi G (od ose 2 do ose 12), odnosno u osi 12 (celom širinom konstrukcije), slika 1. Ove privremene dilatacije se prostiru celom visinom konstrukcije tržnog centra, osim na nivou temelja. Da bi se dodatno ublažili efekti temperature u fazi građenja, na vezi tavanice prizemlja i obimnog podrumskog zida u osama A i X predviđene su dopunske privremene dilatacije koja omogućavaju klizanje tavanice po obimnom zidu. Privremene dilatacije ramova su konstruisane u obliku čeličnih češljeva koji su omogućavali podužno horizontalno pomeranje i koje su blokirane nakon zatvaranja objekta, pri spoljašnjoj temperaturi vazduha sličnoj očekivanoj unutrašnjoj temeperaturi pri eksploatacij.

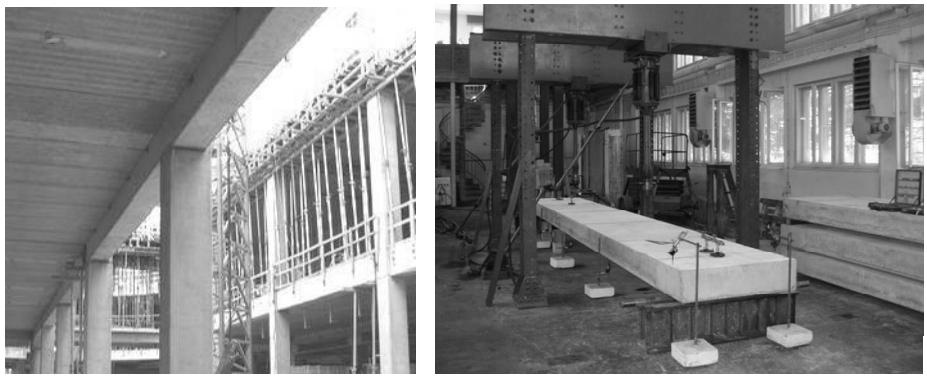
Zbog brzine građenja, tavanice objekta su izvedene od komercijalnih, prethodno napregnutih ošupljenih montažnih ploča (engl. hollow core slab – skraćeno HCS), debljine 20-35 cm, u zavisnosti od predviđenih intenziteta i karaktera opterećenja. Orijentacija ploča je u jednom, Y- pravcu, dok se montažne, polumontažne i livene grede na koje se oslanjaju montažne ploče pružaju u upravnom, X-pravcu. Oslanjanje HCS-a na montažne grede izvršeno je preko kratkog elementa na kome je postavljena EPDM traka (gumeni elastomer), debljine 0,5 cm, na dužini oslanjanja od 6.0 cm.

Integritet veze ploča-greda kada se na montažnu ili polumontažnu gredu oslanjaju ploče različitog raspona obezbeđena je umetanjem odgovarajuće armature u dva podužna kanala ploče, slika 4. Ti kanali, dužine 60-80 cm, formirani su prosecanjem gornje površine HCS-a, mašinskim ili mehaničkim putem, u fabrici ili na gradilištu.



Slika 4 – Detalji veza montažnih ošupljenih ploča

Na mestu spoja montažnih ploča i livenih konturnih ramova, bilo je predviđeno indirektno oslanjanje ploča na gredu, bez kratkog elementa, postavljanjem armature u kanale formirane prosecanjem gornje površine montažne ploče u dužini od 120-140 cm. Betoniranje kanala bi se izvelo istovremeno sa betoniranjem pripadajuće grede, uz podupiranje ploča do dostizanja nosivosti veze – rešenje koje je u potpunosti u skladu sa najboljom svetskom građevinskom praksom i dokumentovano u biltenu fib-a [3]. S obzirom da ovakav detalj nije primenjivan u domaćoj praksi, Projektant je definisao algoritam proračuna, kao i program eksperimentalnog ispitivanja. U Institutu za materijale i konstrukcije Srbije (IMS), izvršen je, na žalost, samo deo ispitivanja, u razmeri 1:1 (slika 5), pri čemu su rezultati u potpunosti zadovoljili računske vrednosti. Dok se čekalo na rezultate ispitivanja, a da se ne bi zaustavljali radovi na gradilištu, uz posebno odobrenje Projektanta pomenuti detalj je izveden na manjem delu objektu, slika 5. S obzirom da eksperiment nije sproveden do kraja, uz dogovor sa izvođačima je usvojeno da se ipak izvedu i dodatni kratki elementi na gredama, uz poštovanje projektom predviđene procedure građenja.



Slika 5 – Detalj oslanjanja montažne ploče bez kratkog elementa; dispozicija eksperimenta

Tipična greda konstrukcije je montažna, klasično armirana greda, osnovnih dimenzija 60x80 cm, sa linijskim kratkim elementima za oslanjanje montažnih ploča, formiranim sa obe strane grede, slika 6. U prvoj fazi grede su izvedene sa visinom od 70 cm i ispuštenim uzengijama i gornjom podužnom armaturom, dok se ostatak grede od 10 cm betonirao na licu mesta pri kontinuiranju tavanica, slika 9 levo. Drugi tip prefabrikovanih greda je polumontažna

greda koja je u prvoj fazi, u fabrici, izvedena do gornje ivice kratkog elementa, sa ispuštenim uzengijama. Ovaj tip greda primenjivan je uglavnom na mestima susticanja livenih i montažnih ploča. Oba tipa greda se na stubove oslanjaju preko kratkih elemenata, pri čemu je projektom bilo predviđeno podupiranje polumontažnih greda tokom montaže. U toku izvođenja konstrukcije, na zahtev izvođača je isprojektovan i treći tip, olakšanih montažnih greda, kako bi se smanjio potreban broj teških kranova na gradilištu.

Slika 6 – Izgled montažne i polumontažne grede

Krutost tavanice u svojoj ravni, odnosno formiranje krute dijafragme, je postignuto izlivanjem armiranobetonske ploče debljine 7.5 cm preko montažnih ploča. Ovaj sloj betona je armiran armaturnim mrežama, a dodatna potrebna zategnuta armatura je postavljenau okviru greda u X-pravcu, odnosno formiranjem livenih serklaža na svaka tri raspona, u širini stubova na koje se oslanjaju (u Y-pravcu). Visina tih livenih greda jednaka je visini susednim montažnih ploča, sa kojima su vezane armaturom postavljenom u dva bočna kanala, slika 4b.

3 KONSTRUKCIJA SPOLJAŠNJE VIŠESPRATNE GARAŽE

Konstrukcija spoljašnje višespratne garaže je u osnovi dimenzija oko 92.0m x 33.0m i ima pet nivoa, pri čemu su u poprečnom pravcu tavanice smaknute visinski za polovinu spratne visine. Mala spratna visina je uslovila izbor nosećeg sistema koji se sastoji se od krutih armiranobetonskih ramova u kraćem pravcu i armiranobetonskih zidova u oba pravca, izvedenih na licu mesta. Armiranobetonski zidovi su smešteni tako da pružaju najmanji mogući otpor deformacijama konstrukcije usled temperaturnih promena. Tavanice su izvedene od montažnih ošupljenih prethodno napregnutih ploča, koje se između sebe i sa ostalim delovima konstrukcije spajaju slojem betona za monolitizaciju debljine 10cm.

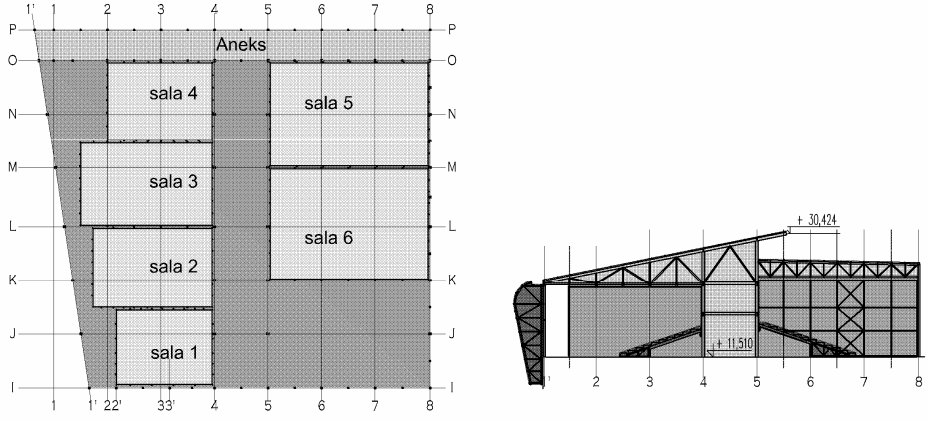
Otvorene višespratne garaže pripadaju specijalnoj vrsti konstrukcija koje imaju posebne zahteve u odnosu na uobičajene objekte visokogradnje, koji uglavnom proizilaze iz funkcije i izloženosti spoljašnjim uticajima. Kako su to otvoreni objekti, u toku čitavog eksploatacionog veka izloženi su promenama spoljašnje temperature kao i agresivnoj sredini, što je zahtevalo upotrebu betona visokog kvaliteta, velikih zaštitnih slojeva i ukoliko pojava prslina od opterećenja ne može da se izbegne, kao što je to ovde slučaj, još i posebnu zaštitu tavanica u vidu vodonepropusnih membrana. Zato je propisana i izvedena zaštita svih tavanica i rampi

garaže membranama, koje obezbeđuju nepropusnost za vodu i hloride i otpornost na habanje uz dovoljnu elastičnost da bez pucanja premoste prsline širine do 0.2 mm.

4 KONSTRUKCIJA SINEMAPLEKSA

Na poslednjoj etaži armirano-betonske konstrukcije tržnog centra nalazi se sinemapleks „Ster“ sa šest bioskopskih sala unutar jedinstvenog čeličnog objekta. Radi se o približno 600 t čelične konstrukcije, površine osnove oko 3000 m2.

Glavni stubovi sinemapleksa su zglobno oslonjeni na AB stubove. Prostorna stabilnost objekta za dejstvo horizontalnih sila od vetra i seizmike postiže se pomoću spregova i krutih međuspratnih AB ploča. Glavna krovna konstrukcija podeljena je na tri dela: kos krov između osa 1' i 6, krov između osa 5 i 8 i mali krov aneksa između osa O i P.



Slika 1. Osnova sinemapleksa i karakterističan poprečni presek

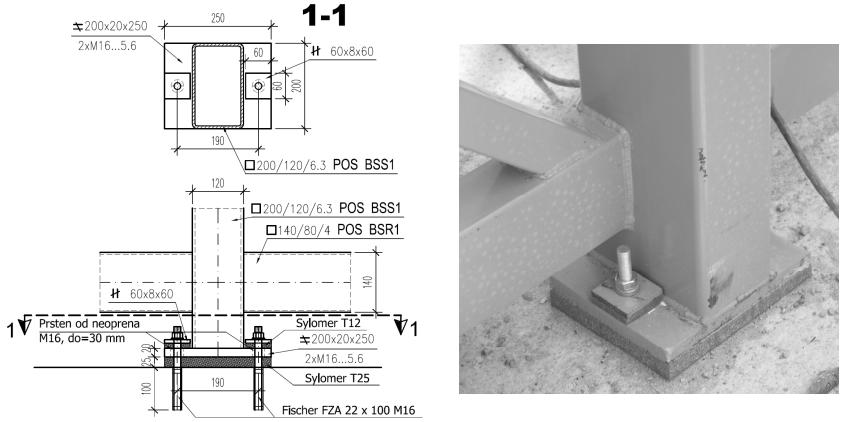
Geometrija kosog krova definisana je arhitektonskim zahtevima. Obzirom na trapeznu osnovu objekta na ovom delu kao i zahtev za ravnom površinom zbog lakšeg pokrivanja, ivice krovne površi su zakošene u odnosu na glavne ose. Obzirom na složenu geometriju krova rožnjače ne leže u čvorovima rešetke već je gornji pojas glavnog nosača izložen i savijanju (ekscentrično pritisnut).

Koncept objekta je usvojen tako da glavna noseća konstrukcija, koja akustički nije izolovana od armirano-betonske konstrukcije tržnog centra, prihvata sve gravitacione, atmosferske i seizmičke uticaje na rasponima koje su diktirale dimenzije sala. Unutar glavne noseće konstrukcije nalazi se šest nezavisnih konstrukcija bioskopskih sala koje su akustički i vibraciono izolovane od „ostatka sveta“. Konstrukcije tribina su takođe nezavisne za svaku salu. Akustički su izolovane i u odnosu na glavnu konstrukciju i u odnosu na konstrukcije sala. Radi ostvarivanja što boljih performansi akustičke i vibracione izolacije, usvojeno je da se konstrukcije sala i tribina oslanjaju „tačkasto“ na sve elemente u odnosu na koje moraju biti izolovani.

Zidovi i plafoni sala su predviđeni kao čelične konstrukcije obložene višeslojnim gips kartonskim pločama i mineralnom vunom. Stubovi sala su oslonjeni preko specijalnih akustičkih podmetača kako se buka i vibracije ne bi prenosile na zidove. Konstrukcije plafona bioskopskih sala su ovešene o glavnu čeličnu konstrukciju krova, opet, uz primenu akustičkih

podmetača kako se vibracije krova izazvane vetrom ne bi prenosile na plafone bioskopskih sala. Svaka sala predstavlja samostojeći „čelični kavez“. Kako bi se ostvarila totalna akustička izolacija svake sale i odignuti podovi sala oslonjeni su „tačkasto“ primenom akustičkih podmetača.

Zahtev investitora i zakupca bioskopskih sala „Ster“ bio je da se obezbedi da se buka i vibracije čija je frekvencija veća od 10-12 Hz sa konstrukcije tržnog centra ne prenose na tribine, unutrašnji prostor sala, kao ni između dve susedne sale.



Slika 3. Detalj oslanjanja stubova bioskopskih sala preko akustičkih podmetača

Primenjeni su podmetači tipa Sylomer i Sylodyn. Primenom rupa za zavrtnjeve većih za 10 mm od prečnika zavrtnjeva, ispunjenih penastom ispunom, kao i postavljnjem podmetača od Sylomer-a ispod podložnih pločica (slika 3), u potpunosti je sprečen kontakt „čelik-čelik“.

Nakon izgradnje konstrukcije objekta, stručni tim akustičara formiran od strane zakupca je izvršio kontrolna merenja pobuđujući konstrukciju na oscilovanje. Konstatovano je da je nivo ostvarenog stepena akustičke izolacije između susednih sala i ostatka tržnog centra (u okviru propisanih frekvencija 10-12 Hz) u skadu sa ugovornom obavezom koju je propisao zakupac.

LITERATURA

[1] Elliott, K.S. 2002. Precast concrete structures. Oxford: Butterworth-Heineman

[2] fib Bulletin N06. 2000. Special design considerations for precast prestressed hollow core floors. Lausanne: fib

[3] S. Marinković, V. Alendar, I. Ignjatović, V. Koković, , 2008. Projektovanje i građenje konstrukcije objekta tržnog centra DELTA CITY u Beogradu: SGP 2008

[4] Primer primene akustičke izolacije u čeličnoj konstrukciji sinemapleksa „Ster“ u beogradu / M. Pavlović, D. Buđevac, Z. Marković, N.Fric // Internacionalni naučno–stručni skup Građevinarstvo – nauka i praksa 2008. / 03-07. mart 2008. / Žabljak, Podgorica 2008

[5] Čelična konstrukcija sinemapleksa »Ster« u tržnom centru delta city u beogradu / N.Fric, D. Buđevac, Z. Marković, M. Pavlović // Internacionalni naučno–stručni skup Građevinarstvo – nauka i praksa 2008. / 03-07. mart 2008. / Žabljak, Podgorica 2008

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Dragoslav Stojić[1] i Radovan Cvetković[2]

KONSTRUKCIJA OD LEPLJENOG LAMELIRANOG DRVETA SPORTSKE HALE U BOSILEGRADU

Rezime:

U radu je dat prikaz ramovske konstrukcije od lepljenog lameliranog drveta sportske hale u Bosilegradu. Sportska hala je pravougaone osnove dimenzija 50,45m x 28,04m. Pravougaona osnova proširena je aneksima tako da ukupna bruto površina objekta iznosi 1557,70m^2 . Rad pokazuje osnovne geometrijske i konstrukcijske karakteristike objekta, delove analize opterećenja, određene proračunske korake i karakteristične detalje same konstrukcije.

Ključne reči: lepljeno lamelirano drvo, proračun, spojna sredstva.

THE GLUED LAMINATED TIMBER STRUCTURE OF THE SPORT HALL IN BOSILEGRAD

Summary:

The paper presents glued laminated timber frame structure of the sport hall in Bosilegrad. The base of sport hall is rectangular defined by dimensions 50,45x 28,04m. The rectangular base is extended by anex, so that total area of the object is 1557,70m^2. Here, the basic geometrical and structural properties of the object, some parts of the load and design analysis and characteristical details of the structure, are shown.

Key words: glued laminated timber, design, connections.

[1] Dr, redovni profesor, Građevinsko-arhitektonski fakultet u Nišu
[2] Mr, asistent, Građevinsko-arhitektonski fakultet u Nišu

1 UVOD

Za SO Bosilegrad urađen je glavni projekat konstrukcije sportske hale od lepljenog lameliranog drveta, tokom leta prošle 2007. godine. Sportska hala se sastoji od pravougaonog centralnog borilišta koje je dužine D = 45,0m natkriveno je ramovskim nosačima od lepljenog lameliranog drveta raspoma L = 27,0m i sa jedne strane omeđeno armirano-betonskim fiksnim tribinama i od razuđenih aneksa formiranih u oblasti kalkanskih zidova objekta. Objekat je trenutno u fazi izvođenja. Bosilegrad se nalazi na nadmorskoj visini od 730m i na krajnjem je jugo-istoku teritorije Republike Srbije.

2 OPIS PROJEKTOVANE KONSTRUKCIJE

Dvorana je pravougaone osnove dimenzija 27,0 x 45,0m. Konstrukcija sportske dvorane je formirana od vezača zglobne ramovske konstrukcije (POS 3) formiranih od lepljenog lameliranog drveta četinara I klase, kinematički stabilne, koji su postavljeni na međusobnom rastojanju od 5,0m.

Krovne grede glavnog vezača su promenljive visine, od 60-130cm (trapezasta forma) i širine od 20cm. Ove krovne grede se oslanjaju na stubove konstantnog pravougaonog poprečnog preseka dimenzija b/h=20/60cm. Takozvanu razuđenu formu oslanjanja krovnih greda kompletira čelična zatega (Ø30) vezana, s jedne strane o kraj trapezaste krovne grede, a s druge, za donji deo stuba preseka b/h=20/50cm od LLD (slika 2).

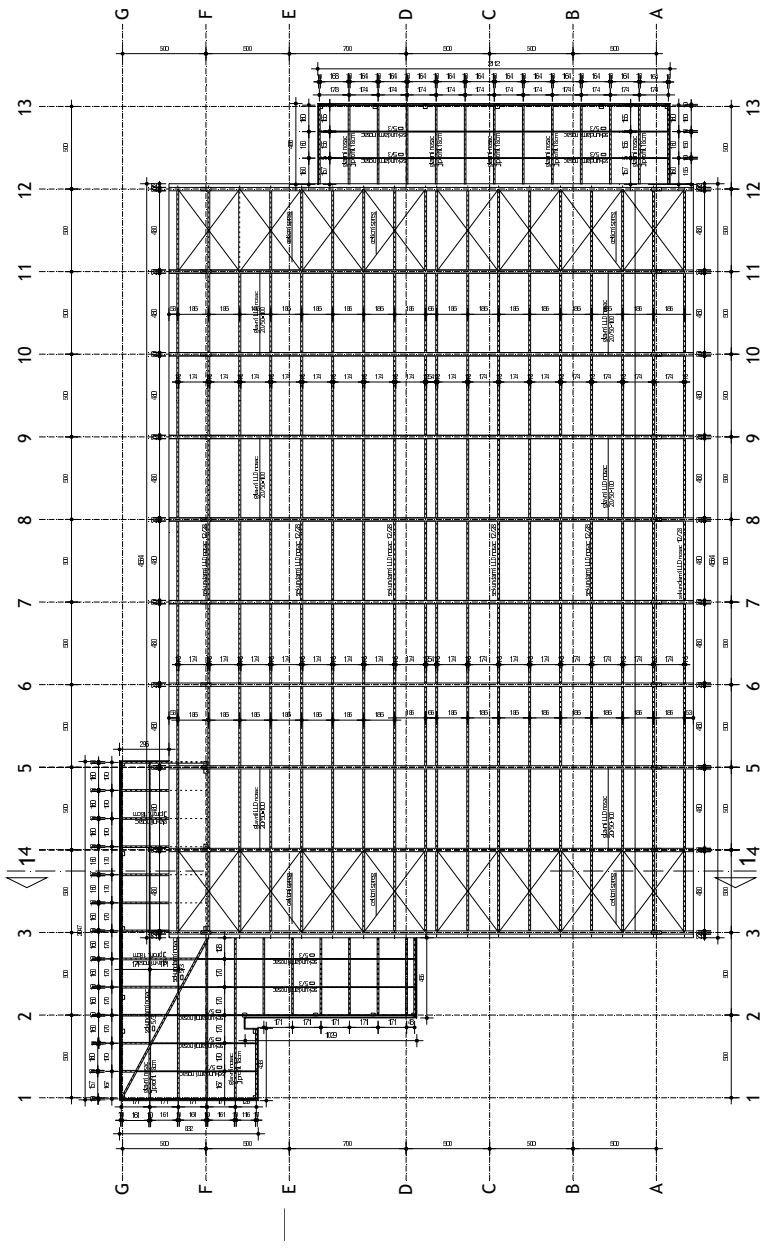
Sekundarni nosači (rožnjače) (POS 2) su od lepljenog lameliranog drveta četinara I klase, dimenzija pravougaonog poprečnog preseka b/h=14/30cm. Rožnjače su postavljene po kosini konstrukcije na osovinskom razmaku od λ'=185cm, odnosno po osnovi konstrukcije, imajući u vidu nagib krovne ravni ($\acute{a}=22^{o}$), na rastojanju λ=185cm.

Sekundarni nosači su raspona B = 5,0m i u statičkom smislu ponašaju se kao proste grede. Svojim krajevima pomoću specijalno profilisanih čeličnih papuča i proračunom određenim brojem zavrtnjeva povezane su sa krovnim gredama glavnog vezača konstrukcije objekta i dijagonalama konstrukcije spregova.

U kalkanskim poljima formirane su konstrukcije spregova (POS 4) koje treba da obezbede prostornu stabilnost konstrukcije sportske dvorane. Spreg protiv dejstva vetra izrađen je od čeličnih profila, GA 240/360, Ø 22. Ovi profili sa glavnim i sekundarnim nosačima formiraju konstrukciju kakanskog sprega.

Ramovska konstrukcija fundirana je na centričnim temeljnim stopama (temeljima samcima), dimenzionisanim na osnovu geomehaničkog elaborata o ispitivanju tla. Dubina fundiranja iznosi 1,30m. Temelji samci su dimenzija B/L=1,50/2,0m i visine ht = 0,50m.

Temeljne stope glavnog vezača konstrukcije su u podužnom pravcu sportske dvorane, povezane armirano-betonskim temeljnim zidnim platnima, dimenzija b/d/l=20/170/440cm, a u poprečnom pravcu armirano betonskom podnom pločom hale. (MB 30 i GA 240/360). Na slici 1 prikazana je osnova krovne konstrukcije sportske hale.



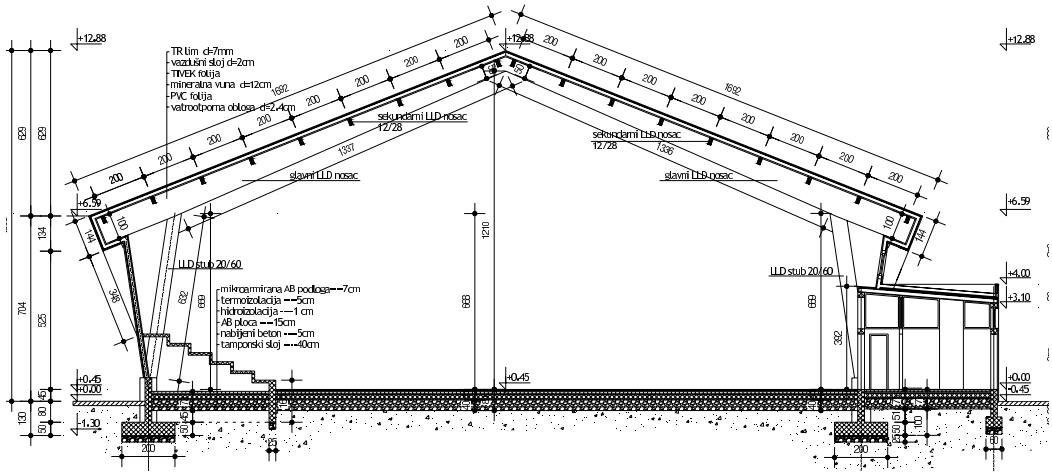
Slika 1 - Osnova drvene krovne konstrukcije sportske hale

Sve napred navedene stavke koje čine projekat konstrukcije predmetnog objekta rezultat su statičkog proračuna koji je urađen u svemu prema važećim propisima i normama uključujući i JUS U.C9.200 i JUS U.C9.300. Proračun statičkih uticaja izvršen je korišćenjem softverskog paketa "TOWER", a merodavno opterećenje određeno je nakon analize različitih kombinacija opterećenja koja se mogu očekivati po konstrukciji objekta na datoj lokaciji, odnosno, uticaja sopstvene težine konstrukcije, uticaja snega (NV = 730m) i uticaja vetra.

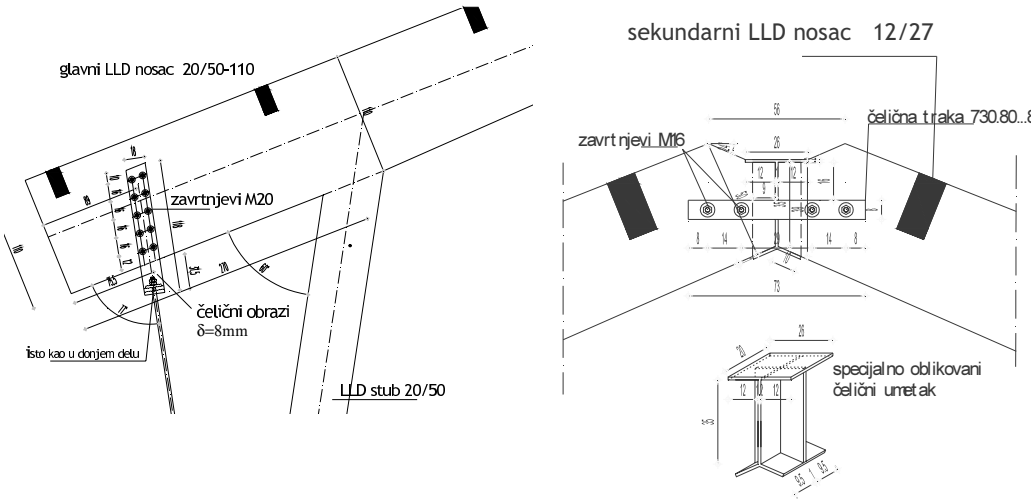
Određenim računskim procedurama dokazana je nosivost i upotrebljivost određenih konstrukcijskih elemenata. Posebna pažnja posvećena je projektovanju i proračunu veza različitih elemenata drvene konstrukcije objekta kao i oblikovanju oslonaca. Naglašava se veza zatege i stuba, veza trapezastog krovnog nosača i pritisnutog stuba, slemena veza krovnih trapezastih greda, veza gornjeg kraja zatege i krovne grede (slika 3), generalno, veza elemenata sekundarne sa elementima primarne konstrukcije.

Konstrukcijski elementi od lepljenog lameliranog drveta (LLD) izrađuje se od četinarske građe I klase i lepi rezorcinskim lepkovima, u svemu prema zahtevanoj tehnologiji. Drvo se štiti od insekata, gljivica i vlage transparentnim odgovarajućim premazima. Dopunska zaštita drveta se sprovodi protivpožarnim transparentnim premazima atestiranim sredstvom POFEX-W, koje se nanosi na drvo pre drugih zaštitnih premaza.

Okov za vezu elemenata konstrukcije i drvene konstrukcije sa AB temeljnim stopama izvodi se od građevinskog čelika Č-0361 i štiti osnovnom bojom.



Slika 2 – Vertikalni presek 1-1



Slika 3 – Detalj veze krovne grede i zatege i krovnih greda u slemenu

3 OPIS PROJEKTOVANE KONSTRUKCIJE ANEKSA

U gornjoj levoj i donjoj desnoj ugaonoj zoni gabarita hale formirani su aneksi u kojima su organizovane svlačionička i ulazna funkcionalna celina. Aneksne celine definisane su pravcima A,E,12,13 i pravcima D,G, 1,5.

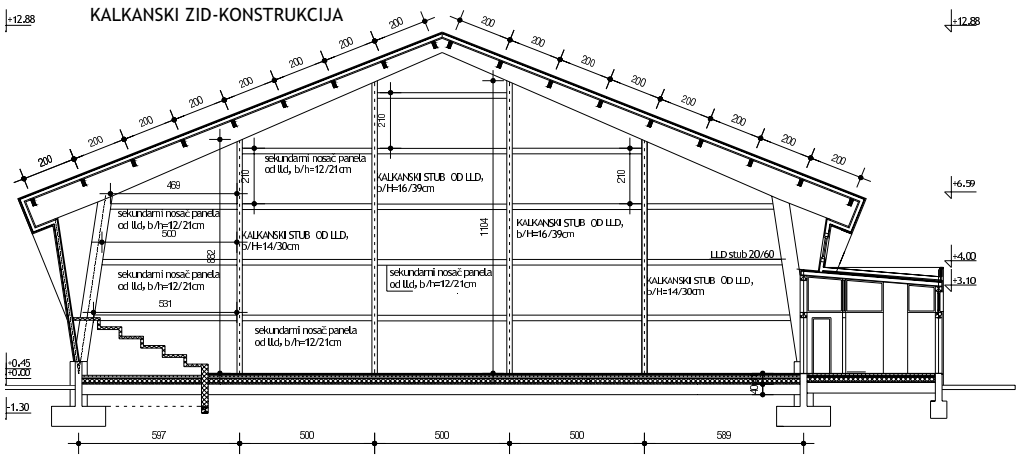
U konstruktivnom smislu, aneksi su posebne celine. Zidane su konstrukcije, koja se na tlo oslanja preko trakastih temelja širine 50 cm i dubinom fundiranja Df=1,20m.

Zidana konstrukcija aneksa čija je svetla spratna visina Hs=3,30m, ukrućena je, u skladu sa propisima o gradnji takvih objekata, sistemom horizontalnih i vertikalnih armirano-betonskih serklaža.

Krovna konstrukcija izvedena je od čeličnih elemenata tako što su glavni nosači raspona L = 500cm i međusobnog razmaka λ = 170-174cm izvedeni od U 14, a sekundarna konstrukcija od kutijastih profila HOP 60.40...3 postavljenih na međusobnom razmaku od λ=160-170cm. preko ovako formirane konstrukcije formirana je krovna obloga u skladu sa datim arhitektonskim opisom.

Glavni čelični nosači aneksa se povezuju sa horizontalnim AB serklažima preko ankernih T-ploča ugrađenih u betonsku masu pre njenog očvršćavanja ili naknadnom montažom pomoću čeličnih tiplova. Vezu između U14 profila i rebra ankerne ploče izvedena je pomoću 2 M14 zavrtnja. Veza između glavnih čeličnih nosača krovne konstrukcije aneksa i elemenata sekundarne konstrukcije izvedena je pomoću L-profila 50.50.3, zavarivanjem. Određeni grafički prilozi koji materijalizuju prethodne opise dati su u elaboratu detalja.

Projektom je predviđena montaža zidnih panela. Kalkanski zidovi hale su u potpunosti obloženi montažnim zidnim panelima, koji prihvataju značajno opterećenje od vetra i prenose na krovne spregove i temelje sportske hale. Dispozicija elemenata konstrukcije kalkanskog zida je data na slici 4.



Slika 4 – Dispozicija konstrukcijskih elemenata kalkanskog zida

4 ZAKLJUČAK

Savremeni dizajn drvenih konstrukcija, zahtevi koncepta graničnih stanja nosivosti i upotrebljibvosti kao i visoki stepen inovacija, tehnologija i industrijalizacije drvenih konstrukcija dovode do mogućnosti da se drvo iskoristi kao osnovni građevinski materijal konstrukcija velikih raspona i velikih gabarita, što je u razvijenom svetu uobičajena pojava. Napred prezentovana konstrukcija jedne sportske hale od lepljenog lameliranog drveta, relativno značajnih dimenzija gabarita, kao konkretan primer objekta u izgradnji, ističe značaj i određene prednosti upotrebe drveta, s težnjom da na našim prostorima konstrukcije ovakvog tipa imaju mesto kakvo suimale tokom dosamdesetih i devedesetih godina prošloga veka.

LITERATURA

[1] *Drvene konstrukcije*, Gojković Milan, Stojić Dragoslav, Grosknjiga, Beograd, 1996.
[2] *Drvene konstrukcije* Gojković Milan, Stevanović Boško, Komnenović Milorad, Kuzmanović Sreto, Stojić Dragoslav, Građevinski fakultet, Beograd, 2001.
[3] *Drvene konstrukcije i skele*, knjiga I, Stojić Dragoslav, Građevinsko-arhitektonski fakultet u Nišu,1996.
[4] *Evrokod 1-EC-1: Osnove proračuna i dejstva na konstrukcije*, Građevinski fakultet Beograd, 1991.
[5] *Evrokod 5-EC-5: Proračun drvenih konstrukcija*, Građevinski fakultet Beograd, Građevinsko-arhitektonski fakultet Niš, 1995.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Srđan Kisin[1], Katarina Janković[2], Nebojša Ravić[3] i Ognjen Kisin[4]

KONSTRUKCIJA PROIZVODNO-POSLOVNOG OBJEKTA "VALMAN" U SMEDEREVU

Rezime:

Firma Konstruktor konsalting projektovala je i izvela radove na proizvodno-poslovnom objektu u Smederevu površine 3.031,55 m^2 i max visine 10.35m. Glavna konstrukcija proizvodne dvobrodne hale se sastoji iz rešetkastih glavnih nosača raspona 20.0 + 20.0m koji formiraju dvostrani nagib krova. Sekundarni rešetkasti nosači – rožnjače, su iste visine kao i glavne rešetke. Na taj način je u krovnoj ravni formirana ortogonalna prostorna rešetkasta struktura koja je oslonjena na uklještene stubove. Ovakvom koncepcijom konstrukcije omogućen je jednostavan prijem uticaja podpritiska vetra i ostvarena značajna ušteda u količini upotrebljenog čelika.

Ključne reči: čelična konstrukcija, rešetkasti nosači i podpritisak vetra.

STRUCTURE OF PRODUCTION-ADMINISTRATIVE HALL ''VALMAN'' IN SMEDEREVO

Summary:

Konsruktor konsalting company designed and built the production-administrative 3.031,55 square meters spreaded and 10.35m high hall at Smederevo. The main structure of two-parts hall consists of 20.0 + 20.0m main truss beams that formed double slope roof. The secondary truss beams – purlines are designed with same height like the main ones. Therefore an ortogonal 3D truss structure was formed in roof plane beared in cantilever columns. The structural conception like this gives simple opportunity of wind underpressure taking and gives significant steel consumption saving.

Key words: steel structure, truss beam and wind underpressure.

[1] Red. prof. FTN u Novom Sadu, Beograd

[2] Dipl. inž. građ., Projektant u firmi Konstruktor konsalting doo, Beograd

[3] Dipl. inž. građ., Tehnički direktor firme Konstruktor konsalting doo, Beograd

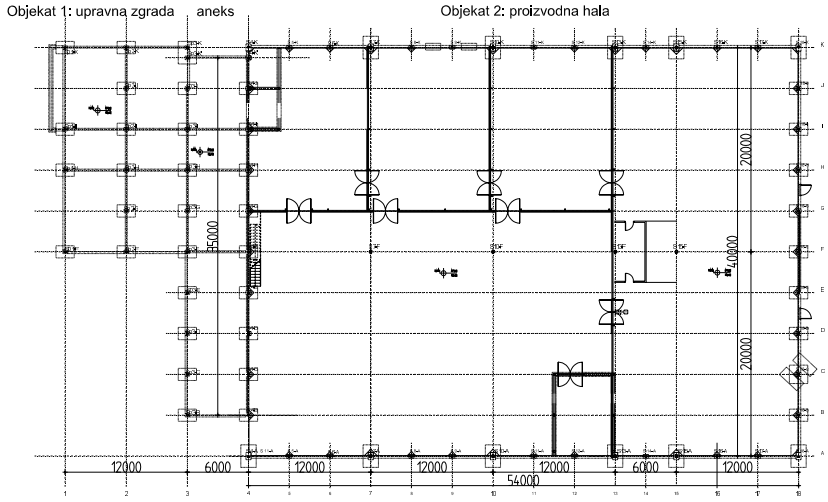
[4] Dipl. inž. građ., Izvršni direktor firme Konstruktor konsalting doo, Beograd

OPŠTI PODACI

Objekat je organizovan za datu tehnologiju i prema sagledanim uslovima lokacije tako da su u prostoru proizvodne hale projektovanom u 5 polja osnovne konstrukcije raspona 2x20,00 m, na razmaku 4x12,00 m + 1x6,00 m, u linearnom dvoetažnom aneksu hale projektovanom u jednom polju širine 6,00 m, dužine 35,50 m i u upravnoj dvoetažnoj zgradi formirane sledeće funkcionalne celine:

- proizvodna hala – dvobrodna prizemna hala namenjena za proizvodnju armatura za instalacije vodovoda i kanalizacije u kojoj se nalazi proizvodni prostor u tri srednja polja hale, skladišni prostor za sirovine, poluproizvode i gotove proizvode sa fizički izdvojenim prostorom za carinsko skladište u dva krajnja polja na jugo-istočnoj čeonoj strani hale, sa širokom nadstrešnicom iznad spoljašnjeg manipulativnog prostora.
- dvoetažni aneks širine 6,00 m duž cele severo-zapadne čeone strane hale u kome se nalaze prostorije za zaposlene u proizvodnji (garderobe, sanitarni čvorovi i kuhinja), radionice za prototipove kao i kancelarije koje su orijentisane na organizaciju i praćenje proizvodnje.
- upravna zgrada se naslanja na jednu polovinu aneksa i sa njim je komunikacijski povezana u obe etaže. Obuhvata prostorije namenjene za izložbu i demonstraciju rada proizvodnog programa, prostor za obuku klijenata i kancelarijski prostor uprave fabrike.

Neto površina proizvodne hale sa aneksom je 2.471,60 m2, neto površina upravne zgrade je 559,95 m2, što ukupno iznosi 3.031,55 m2. Površina nadstrešnice nad ulazima u skladište je 96,00 m2.



Slika 1. – Osnova objekta na koti ±0.00

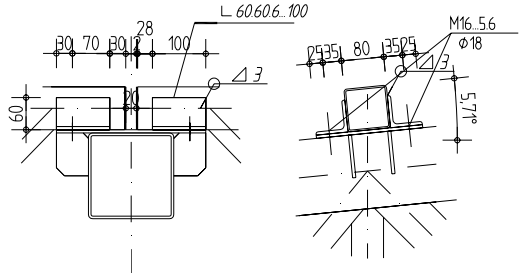
KONSTRUKCIJA PROIZVODNE HALE

Dimenzije proizvodnog dela objekta su u osnovi (2 x 20,00) x 54.00 m, minimalne svetle visine 6.30 m (uz podužni zid) i maksimalne visine 7.99 m uz centralni stub.

Konstrukcija hale je formirana u 5 polja osnovnog konstruktivnog rastera – razmak glavnih nosača (raspon rožnjača) od 3x12,00m + 1x6,00 m + 1x12,00m u podužnom pravcu, a raspon glavnih nosača iznosi 2 x 20,00 m.Konstruktivni sistem glavnog nosača hale koncipiran je od ukliještenih stubova i rešetkastog krovnog vezača sistema proste grede. Trapezni krovni nosač ima statičku visinu 1.80 m, autostabilan je i u jednostranom nagibu je 10%. Ovakav nagib krova odgovara predviđenom krovnom pokrivaču od termoizolacionih sendvič panela debljine 100mm. Projektovan je sa jednim montažnim nastavkom. Rožnjače su koncipirane kao rešetkasti nosači na razmaku od 3.33 m i imaju istu visinu kao i glavni nosači.Glavni i sekundarni stubovi hale urađeni su kao sandučasti preseci. Glavni vezači i rožnjače su projektovane od hladno oblikovanih kvadratnih profila u formi rešetke bez čvornih limova (direktno međusobno spajanje cevi zavarivanjem). Na kalkanu hale umesto rešetkastog krovnog vezača projektovana je rigla kao kontinualni nosač. Oslonce čine kalkanski stubovi urađeni od vruće valjanih U profila spojenih u formi sandučastog preseka. Na jednoj kalkanskoj strani objekta formirana je ulazna nadstrešnica konzolnog sistema raspona 6.0m i rastera 4.0m. Dok se na suprotnoj strani na proizvodni objekat naslanja vezni ankes što uslovaljava postavljanje rigli u nivou međuspratne konstrukcije aneksa.

Kao fasadna obloga korišćen je termoizolacioni panel debljine 100mm. Zbog rastera glavnih stubova u podužnim fasadama od 3x12,00m + 1x6,00 m + 1x12,00m projektovani su međustubovi na rastojanju od 4,0 (3,0) metara koji služe kao oslonci za zidne panele.

Krovni spreg uz podužnu fasadu se formira kao montažni od HOP 80.80.3 profila.



Slika 2. – Veza glavnih i sekundarnih nosača

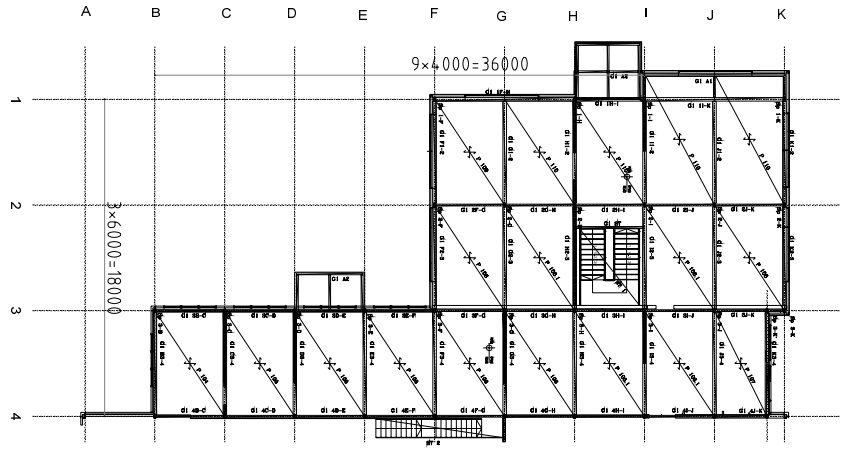
KONSTRUKCIJA VEZNOG ANEKSA I UPRAVNE ZGRADE

Aneksni deo je u podužnom pravcu formiran u jednom polju rastera od 6,00 m, a u poprečnom na 8 polja po 4,00 m i jednom krajnjem polju od 3,00 m. Konstrukcija aneksa je čelična.

Upravna zgrada je formirana u skeletnoj čeličnoj konstrukciji za osnovni raster u podužnom pravcu od 6,00 m, a u poprečnom od 4,00 m, odnosno 8,00 m.

Konstrukcija aneksa i upravne zgrade projektovana je kao skeletni sistem sastavljen od stubova rastera 6,00 x 4,00 m i 6,00 x 3,00 m (osam srednjih i jedno krajnje polje). Međuspratne konstrukcije čini krstasto armirana betonska ploča d=12cm spregnuta sa čeličnim nosačima. Sprezanje se vrši zavarenim armaturnim petljama. Radi postizanja efekta sprezanja neophodno je da čelične podvlake budu poduprte u toku betoniranja, te da se uklanjanje podupirača vrši tek nakon postizanja projektovane marke betona. Gornja ivica spregnute međuspratne konstrukcije je na +3.72m. Pod prizemlja je u ravni poda hale. Krovna konstrukcija je od trapezno profilisanog lima d=15 cm na aneksu, i sa dodatom krovnom ravni od jednostrukog lima d=4,5 cm na čeličnoj podkonstrukciji.

Stubovi su od hladnooblikovanih sandučastih profila, dok su grede su od čeličnih zavarenih i vrućevaljanih I profila sa krutim vezama.



Slika 3. – Međuspratna konstrukcija

FUNDIRANJE

Temelji objekta su samci - armirano-betonski, liveni na licu mesta; međusobno povezani veznim gredama koje formiraju sokle na fasadnim zidovima. Vezne grede se oslanjaju na stope temelja stubova i povezuju temeljne stubiće.

Kota ±0.00 - niveleta poda hale je na 71.00 m.n.v. Dubina fundiranja je na -1.40 m (69.60), a dubina iskopa na -1.50 m (69.50). Kako je prema elaboratu o geomehaničkim istraživanjima (novembar 2006. godine) utvrđeno N.P.V. (pijezometarski nivo) na -1.1 m (68.90), a statički nivo na -1.70 m (68.30), projektovana dubina fundiranja je optimalna sa aspekta izvođenja radova iznad nivoa podzemne vode, a na minimalnoj dubini smrzavanja posmatrano prema parceli 464/9 (koja je najniža susedna parcela a do koje se nalaze temelji ose K).

Dozvoljena opterećenja tla za temelje samce dimenzija L/B=1.80/1.20 m i L/B=2.20/1.50 m prema Pravilniku o tehničkim normativima za temeljenje objekata (SL. list SFRJ 15/90) iznosi

cca 230 kN/m2. Računske vrednosti naprezanja u temeljnim spojnicam ne prelaze 180 kN/m2, izuzev tri kalkanska stuba do slemena gde se javlja zatezanje u temeljnoj spojnici i gde se računski maksimalni napon izjednačava sa dopuštenim.

PODNE PLOČE

Projektom su definisane dve vrste podova:
- Industrijski pod - u hali između osa 4 i 18, te A i K,
- Klasični pod - u aneksu i poslovnoj zgradi.

Projektovani industrijski pod se radi na prethodno pripremljenoj podlozi sa šljunčanim nosivim slojem debljine 30 cm i postignutim modulom stišljivosti Mv=50MPa. Preko ovog nosivog sloja postavlja se dvostruka PVC filija, mršavi beton (5 cm) i betonska ploča (20 cm) sa završnom obradom industrijskog poda. Projektovana je marka betona MB 30 sa dodatkom 25kg/m^3 čeličnih vlakana i jednom donjom mrežom Q188.

Podna ploča na delu aneksa i poslovne zgrade radi se preko tampona šljunka 10 cm (nije potreban moduo stišljivosti veći no na podlozi - Mv=30MPa). Projektovana je ploča debljine 10 cm, obostrano armirana, marke betona MB 30.

Pri realizaciji projekta zbog stalnog vlaženja, šljunak je zamenjen drobljenim kamenon iz kamenoloma ''Ravnaja'' iz Malog Zvornika kako bi se postigla željena zbijenost.

MONTAŽA

Montaža je započeta formiranjem stabilne strukture u zoni osa 13-15. Potom su sukcesivno dodavani stubovi, glavni i sekundarni nosači ka osi 4. Stubovi u toj osovini su istovremeno služili i za oslanjanje ramova konstrukcije aneksa.

Slika 4. – Montaža glavne rešetke

Slika 5. – Faza izgradnje

ZAKLJUČAK

Relativno kompleksan proizvodno –poslovni objekat je isprojektovan i izveden za manje od šest meseci. Specifičnost konstrukcije je ista visina sekundarnih i primarnih rešetkastih krovnih nosača. Pri realizaciji poteškoću je činilo obezbeđenje panela sa termoizolacijom od mineralne vune adekvatnog kvaliteta. Takođe je bilo teško obezbediti materijal za posteljicu podne ploče u uslovima visoke vlažnosti.

LITERATURA

[1] *Glavni arhitektonsko-građevinski projekat proizvodno-poslovnog objekta Valman u Smederevu,* Konstruktor konsalting d.o.o, Beograd, 2007

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Aleksandar Bojović[1], Novak Velović[2]

PROJEKT SANACIJE ČELIČNE KONSTRUKCIJE MOSTA GAZELA U BEOGRADU

U članku se daje prikaz Glavnog i izvođačkog projekta sanacije čelične konstrukcije drumskog mosta Gazela u Beogradu. Most je projektovan 1962-1966, a izveden 1966-1970. Proračunom konstrukcije mosta za stanje pre sanacije utvrđena su brojna prekoračenja dopuštenih napona i dopuštenih uporednih napona kao i nedovoljne sigurnosti na izbočavanje svih delova mosta. Merama sanacije prikazanim Projektom sanacije definisana su obimna ojačanja čelične konstrukcije mosta preko reke i prilaznih mostova.

Ključne reči: Sanacija, most, čelične konstrukcije, ojačanja konstrukcije.

THE REHABILITATION DESIGN OF GAZZELE BRIDGE IN BELGRADE

The article shows the review of the Detailed Rehabilitation Design for the steel structure of the road bridge "Gazela" (gazelle) in Belgrade. The Bridge was designed between 1962 and 1966 and constructed in the period 1966-1970. Structural Analysis for the bridge in the state prior to the rehabilitation showed numerous exceedings of the allowable stresses and the allowable comparison stresses, as well as insufficient buckling safety of all bridge segments. Rehabilitation measures, presented within the Rehabilitation Design, define massive reinforcements of the steel structure of the river bridge and the approach spans.

1 dipl.ing.građ., tehnički direktor, Delfin Inženjering, d.o.o., Jastrebovljeva 25, Beograd.
2 dipl.ing.građ., samostalni projktant, Mostprojekt a.d., Palmira Toljatija 11, Beograd.

1 UVOD

Drumski most Gazela projektovan je i izveden kao čelični most sa 2 x 3 saobraćajne trake i dve pešačke staze, ukupne širine 28,148 m. Most je podeljen na tri mostovske konstrukcije: 1) most preko reke dužine 332,00 m i glavnog raspona od 250,00 m, 2) prilazne mostove dužina 2 x 70,350 m i raspona 2 x 68,250 m.

Projektovan je 1962-1966 ([1], [2]) i izveden 1966-1970. [6]. Tokom eksploatacije 1970/2007. jedine intervencije su bile: 1987. - zamena zaštitne ograde u razdelnom pojasu, zamena ležišta prilaznih mostova iznad stubova 0 i 0' i popravka sistema za odvodnjavanje, 1992. - montirane dve cevi toplovoda. Konstrukcija mosta je detaljno pregledana više puta. Izveštaj sa poslednjeg pregleda 2006. [4] kao i raniji imali su kao zaključak obavezne i hitne popravke mosta. Projektom [5] počelo se najzad sa kompleksom radova sanacije mosta.

Projekt [5] urađen je u dva dela: 1) analiza opterećenja, nosivosti i upotrebljivosti u stanju mosta kakav jeste; 2) prema zaključcima iz 1) projektovanje potrebnih mera sanacije. Kratak prikaz najznačajnijih rezultata Projekta [5] dat je u nastavku teksta.

2 STANJE MOSTA PRE SANACIJE

Stanje Mosta pre sanacije detaljno je razmotreno: 1) ponovnim pregledom konstrukcije neposredno pre početka rada na [5] – septembar 2006; 2) ponovnim čitanjem svih izvešataja sa ranijih pregleda, 3) detaljnim proračunom konstrukcije zasnovanim na domaćoj tehničkoj regulativi (gde je uopšte ima) i nemačkim normama (koncepta dopuštenih napona) DIN 1072:1985, Beiblatt 1 zu DIN 1072:1988, DIN 18809:1987, DASt-Richtlinie 012:1978 kao najvažnijim. Originalni Statički proračun [1] i [2] urađen je inače prema DIN-normama svog vremena.

Opterećenja Mosta u stanju pre sanacije ("1963") i projektovanom ("2007"):

- stalna opterećenja (g_2) veća su 1,28 puta od istih po [1] i [2]: $g_{2,2007}/g_{2,1963}= 1,28$;
- sobraćajna opterećenja (p) praktično su jednaka; jedino novo opterećenje u odnosu na [1] i [2] je vozilo V300, koje, međutim, nema nikakvog značaja za globalne i lokalne presečne sile (ortotropnu ploču kao kolovoznu konstrukciju).

Presečne sile:

- od saobraćajnih opterećenja (p) odlično poklapanje rezultata, tj: max/min $M_{p,2007}M_{p,1963} \approx 1$;
- most preko reke: od zbirnih opterećenja – stalnih (g) i saobraćajnih (p): max/min $M_{g+p,2007}M_{g+p,1963} \leq 1,10$; (prekoračenje koje bi se moglo podneti).
- prilazni mostovi: max/min $M_{g+p,2007}M_{g+p,1963} \leq 1,30$, (preveliko prekoračenje).

Nosivost mosta preko reke (neki od rezultata gde su prekoračenja najdrastičnija):

- uporedni naponi na spoju pojaseva i vertikalnih limova: $\sigma_V/\sigma_{V,dop} \leq 1,18 > 1$; prekoračenje na dužini od 68 m, (ukupna dužina mosta = 332 m);
- zbir napona glavni nosač (GN)+ortotropna ploča (OP),rebra između greda (R1): $\sigma_{GN+OP(R1)}/\sigma_{dop} \leq 1,62 > 1$; prekoračenje na dužini od 295 m (od 332 m);

- sigurnost na izbočavanje gornjeg pojasa (OP): potr $\nu_B/\nu_B \leq 1{,}51 > 1$; prekoračenje na dužini od 70 m (od 332 m);
- sigurnost na izbočavanje delimičnih polja donjeg pojasa: potr $\nu_B/\nu_B \leq 1{,}31 > 1$; prekoračenje na dužini od 236 m (od 332 m);
- sigurnost na izbočavanje ukrućenja donjeg pojasa: potr $\nu_B/\nu_B \leq 2{,}14 > 1$; prekoračenje na dužini od 259 m (od 332 m);
- sigurnost na izbočavanje vertikalnih limova greda: potr $\nu_B/\nu_B \leq 1{,}47 > 1$; prekoračenje na dužini od 218 m (od 332 m);
- stubovi: sigurnost na izbočavanje pojaseva i vertikalnih limova, delimičnih i pojedinačnih polja: potr $\nu_B/\nu_B \leq 1{,}65 > 1$;prekoračenja na oko 1/2 visine stubova;
- kosnici: sigurnost na izbočavanje pojaseva i vertikalnih limova, delimičnih polja: potr $\nu_B/\nu_B \leq 1{,}46 > 1$; prekoračenja po celoj dužini kosnika.

Nosivost prilaznih mostova:

- normalni naponi: $\sigma/\sigma_{dop} \leq 1{,}34 > 1$; prekoračenje na dužini od 47 m, (ukupna dužina mosta = 68 m);
- zbir napona glavni nosač (GN)+ortotropna ploča (OP),rebra između greda (R1): $\sigma_{GN+OP(R1)}/\sigma_{dop} \leq 1{,}38 > 1$; prekoračenje na dužini od 55 m (od 68 m);
- sigurnost na izbočavanje gornjeg pojasa (OP): potr $\nu_B/\nu_B \leq 1{,}29 > 1$; prekoračenje na dužini od 34 m (od 68 m);
- nosivost zakovanih montažnih nastavaka vertikalnih limova: $N/N_{dop} \leq 1{,}04 > 1$; prekoračenje na jednom montažnom nastavku (od 4);
- nosivost zakovanih montažnih nastavaka donjih pojaseva, zakivci i (podvezice): $N/N_{dop} \leq 1{,}18$ (1,52) > 1; prekoračenje na 3 (4) montažna nastavka (od 4).

Šta su uzroci očito ogromnih prekoračenja dopuštenih vrednosti, daleko većih od pomenutog povećanja momenata savijanja za 10%, ($M_{g+p,2007}M_{g+p,1963} \leq 1{,}10$), iako su proračuni [1] i [2] rađeni po DIN-u pošto je naša tehnička regulativa 1960. bila izrazito nekompletna, (nažalost i sada je) ?

- uporedni naponi grede i stubova: uporedni naponi nisu uopšte proračunavani u [1] i [2] iako su morali biti proveravani prema DIN 4100:1956;
- naponi ortotropne ploče (OP): 1) rebra OP su u [1] i [2] tretirana kao nosači na krutim osloncima, što, međutim, nije slučaj zbog deformabilnosti poprečnih nosača pa su pozitivni momenti savijanja rebara daleko veći; 2) sadejstvujuće širine kolovoznog lima za proračun napona po DIN 18809:1987 kao pojasa rebara su samo oko 60% razmaka rebara zbog čega je i računski presek rebara bitno manji; obe činjenice iz 1) i 2) su bile van domašaja projektanata 1961-1963 zbog nedostatka računskih sredstava i nepostojanja odredbi u normama iz kasnijeg DIN 18809;
- izbočavanje rebara OP i podužnih ukrućenja donjeg pojasa: obe pomenute grupe rebara imaju preveliki odnos visina/debljina, $h/t = 15 \div 28 > 11 \div 16$ prema onda važećem DIN 4114-1: 1952xx, odnosno 11 prema sadašnjem JUS U.E7.081: 1986; kriterijum (h/t) nije uopšte razmatran u [1] i [2];
- izbočavanje vertikalnih limova grede: 1) prevelika vitkost podužnih ukrućenja, $\lambda = 93 \div 126$ pri razmaku poprečnih ramova od 7,50 m); 2) povećanje koeficijenata sigurnosti za stabilnost na izbočavanje, sa $\nu_B = 1{,}35$ i 1,25 prema DIN

4114-2:1953x na ν_B = 1,50 i 1,33 po JUS U.E7.121:1986, dok je prema DASt-Richtlinie 012:1978 promenljiv, već prema naponskom stanju ν_B = 1,32÷1,74;

- izbočavanje pojaseva grede: 1) neodgovarajući odnos h/t ukrućenja; 2) prevelika vitkost podužnih ukrućenja donjeg pojasa; 3) promena koeficijenata sigurnosti u normama;
- stubovi: 1) velika prekoračenja dopuštenih vrednosti napona – normalnih (σ), tangencijalnih (τ) i uporednih (σ_V) u zoni uklještenja stubova u kombinacijama opterećenja sa promenom temperature, naročito sa t = -35°C, (gde τ i σ_V uopšte nisu proveravani u [1] !), posledica su osnovnog statičkog sistema mosta – ramovski sistem sa dugom riglom i kratkim stubovima; 2) prekoračenja iz 1) postoje i pri nedokumentovanim kombinacijama opterećenja, (kombinacije sa manjim vrednostima opterećenja *p* i *t* od onih po normama, slika 2).

3 PROJEKTOVANE MERE SANACIJE

Projektovane mere sanacije Mosta (slika 3) mogu se podeliti u 5 grupa: 1) ojačanja konstrukcije, 2) popravke konstrukcije, 3) nove sekundarne konstrukcije, 4) popravke postojećih sekundarnih konstrukcija, 5) zamena ležišta i dilatacionih sprava.

Ojačanja mostovskih konstrukcija, slika 1, (RB=Most preko reke, AB=Prilazni mostovi):

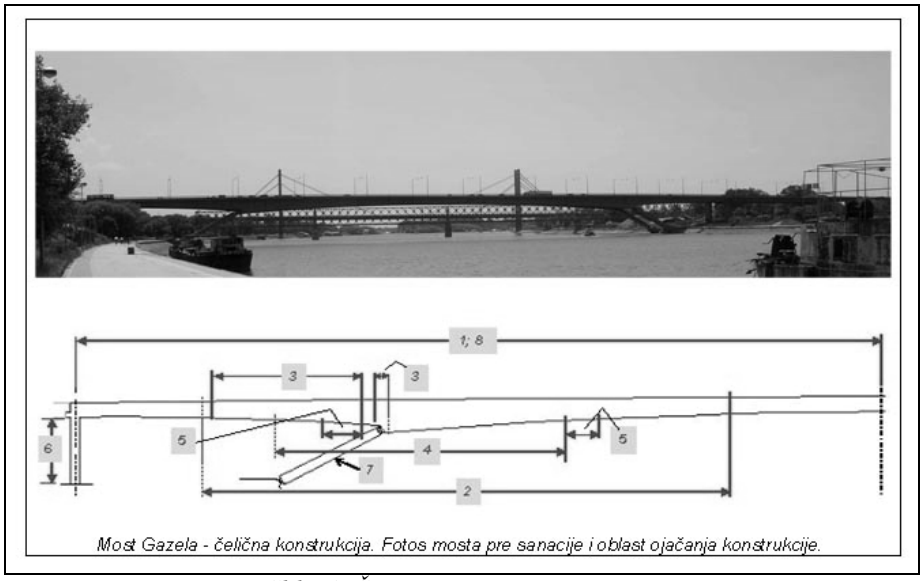
- Ojačanja 1 (RB,AB)=Ojačanja ortotropne ploče, rebara i poprečnih nosača,sl.4 ;
- Ojačanja 2 (RB,AB) = Dodatni poprečni ramovi u gredi;
- Ojačanja 3 (RB) = Dodatna podužna ukrućenja vertikalnog lima grede;
- Ojačanja 4 (RB) = Dodatna poprečna ukrućenja donjeg pojasa grede;
- Ojačanja 5 (RB) = Flanše na podužnim ukrućenjima donjeg pojasa;
- Ojačanja 6 (RB) = Dodatni poprečni ramovi u stubovima;
- Ojačanja 7 (RB) = Dodatni poprečni ramovi u kosnicima;
- Ojačanja 8 (RB,AB) = Nove konstrukcije pešačkih staza, (umesto veoma oštećenih starih betonskih, ujedno i kao mera ojačanja preseka grede u celini);
- Ojačanja 9 (AB) = Ojačanja donjeg pojasa.

Popravke konstrukcije (RB,AB): 1) zatvaranje svih rupa na kolovoznom limu; 2) obezbeđivanje otvora na donjem pojasu od ulaza ptica, 3) zamena zavrtnjeva prednapregnutim zavrtnjima u montažnim nastavcima donjeg pojasa i ukrućenja vertikalnih limova grede, 4) merenje i eventualno ojačanje ugaonih šavova veza pojaseva i vertikalnih limova grede.

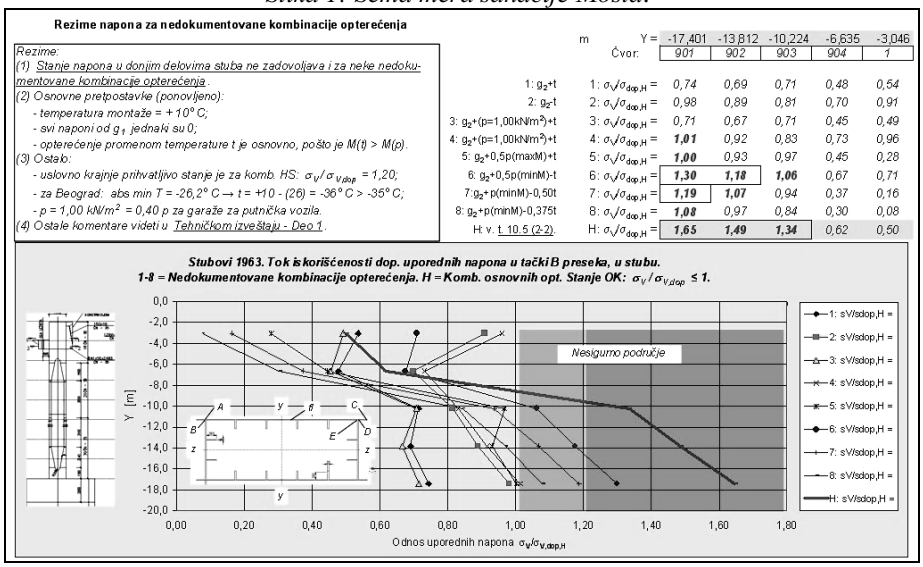
Nove sekundarne konstrukcije (RB,AB): 1) ograde (pešačkih staza), 2) zaštitne ograde razdelnog pojasa, 3) zaštitne ograde kod pešačkih staza, 4) ivičnjaci kod razdelnog pojasa, 5) elementi za vezu stubova rasvete kolovoza, 6) elementi za nošenje cevi za kišnu kanalizaciju, 7) konstrukcije za nošenje staza spoljnih revizionih kolica, 8) penjalice i platforme unutar stubova 0 i 0'.

Sekundarne konstrukcije za popravku (RB,AB): 1) konstrukcije za nošenje staza srednjih revizionih kolica, 2) revizione staze unutar greda i između njih, 3) reviziona kolica, spoljna i srednja, 4) elementi za vezu signalizacije za rečnu plovidbu.

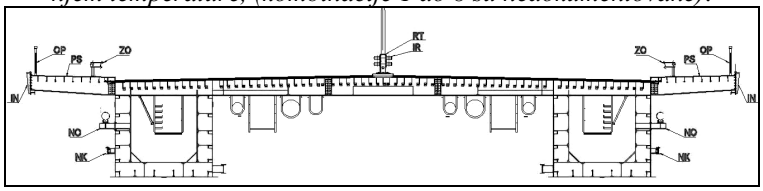
Ukupne mase čelič. konstr. sanacije = Ojačanja + Sek. konstr. = 1603+436 = 2039 t.



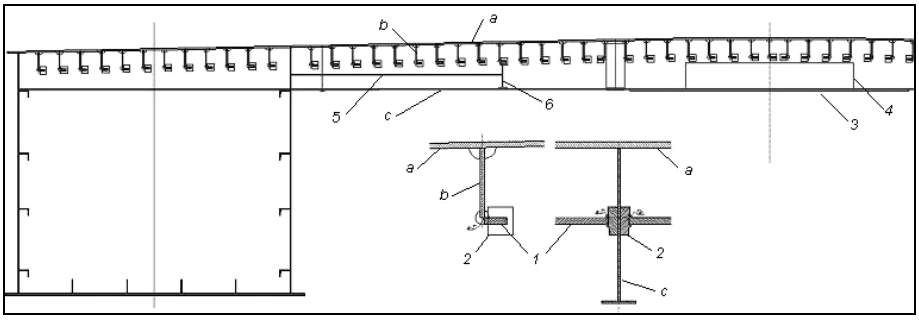
Slika 1: Šema mera sanacije Mosta.



Slika 2: Dijagrami uporednih napona stuba za kombinacije opterećenja sa delovanjem temperature, (kombinacije 1 do 8 su nedokumentovane).



Slika 3: Poprečni presek grede Mosta posle sanacije.



Slika 4: Ojačanja ortotropne ploče.

a = kolovozni lim, b = rebro OP, c = poprečni nosač (PN), 1 = ojačanje, dodata flanša, 2 = podmetač, 3 = ojačanje, dodata flanša PN, 4 = ojačanje, ojačanje vertikalnog lima PN, 5 = ojačanje, podužna ukrućenja vertikalnog lima PN, 6 = ojačanje, vertikalna ukrućenja vertikalnog lima PN

Investitor, projektanti, tehnička kontrola

Investitor: Republika Srbija. Javno preduzeće Putevi Srbije, Beograd.
Generalni projektant: Mostprojekt, a.d., Beograd.
Podizvođač za čeličnu konstrukciju: Delfin Inženjering,d.o.o., Beograd.
Odgovorni projektant sanacije čelične konstrukcije: Dipl.Ing. Aleksandar Bojović.
Projektant: Dipl.Ing. Novak Velović.
Globalni statički i dinamički proračun mosta preko reke: Prof.Dr.Ing. Šerif Dunica.
Tehnička kontrola: Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu. Izvestioci: Prof.Dr.Ing. Dragan Buđevac, Dr.Ing. Zlatko Marković, Mr.Ing. Boris Gligić.

LITERATURA

[1] Most preko Save na Autoputu Bratstvo-Jedinstvo kroz područje Beograda. Statički proračun konstrukcije preko reke. Glavni nosač, Sveske I do XIII. Direkcija za izgradnju mostova, Beograd. Beograd, 18. januar 1963.

[2] Most preko Save na Autoputu Bratstvo-Jedinstvo kroz područje Beograda. Statički proračun konstrukcije L = 66,80 m. Direkcija za izgradnju mostova, Beograd. Beograd, 18. januar 1963.

[3] Most preko Save na Autoputu Bratstvo-Jedinstvo kroz područje Beograda. Dopuna osnovne investiciono-tehničke dokumentacije „Ojačanje dijafragmi u polju 04 i 05“ glavne čelične konstrukcije Mosta preko reke Save. Direkcija za izgradnju mostova, Beograd. Beograd, 27.11.1970.

[4] Most Gazela - most preko reke. Izveštaj o obavljenom vizuelnom pregledu. Mostprojekt, a.d., Beograd. Beograd, oktobar 2006.

[5] Glavni i izvođački projekt sanacije Mosta Gazela sa prilaznim konstrukcijama. Čelične mostovske konstrukcije. Most preko reke i prilazni mostovi. Generalni projektant: Mostprojekt a.d., Beograd. Podizvođač - Projektant sanacije čeličnih konstrukcija: Delfin Inženjering, d.o.o., Beograd. Beograd, septembar 2007.

[6] Grupa autora: Auto-put kroz Beograd. NIP Export-press, Beograd, 1970.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Katarina Nešić [1], Nenad Jakovljević [2]

SANACIJA KONSTRUKCIJA KXIII, KXIV U OKVIRU PROJEKTA SANACIJE MOSTA GAZELA

Rezime:

Tema rada je sažet opis projekta sanacije konstrukcija KXIII, KXIV koje su deo prilazne konstrukcije mostu Gazela na desnoj obali. Konstrukcije su sistema kontinualnih ramova preko 5 polja, raspona 34.35 +35.50 +34.20 +34.85 +34.35m =173.25m, sastavljene od prethodno napregnute grede višećelijskog, sandučastog poprečnog preseka i armiranobetonskih stubova. Pregledom konstrukcije i kontrolnim statičkim proračunom utvrđeno je da glavni nosač i poprečni nosači nema dovoljnu nosivost, pa se došlo do zaključka da je neophodno hitno obaviti sanaciju konstrukcije. Projektom sanacije predviđeno je da se glavni i poprečni nosači ojačaju, utezanjem kablovima 7∅16.

Ključne reči: sanacija, ojačanje, prednaprezanje

REHABILITATION DESIGN OF STRUCTURE KXIII, KXIV, PART OF REHABILITATION DESIGN GAZELA BRIDGE

Summary:

Structures KXIII, KXIV are on the main direction (highway) to the bridge "Gazela" on the right bank. Applied construction system represents: continuous frames over five spans 34.35+35.50+34.20+34.85+34.35m=173.25m, with intermediate piers jointly connected with prestressed multi-cellular closed box structure and restrained in footings, and with abutments by pendulums. Control structural calculation showed that main girder does not have sufficient load bearing capacity and therefore, it was determined that structure had to be strengthened. The paper describes calculation of strengthening of the structure by prestressing, with new tendons 7∅16.

Key words: rehabilitation, strengthening, prestressing

[1] dipl.inž.građ., samostalni projektant, "Mostprojekt" a.d., Palmira Toljatija 11, Beograd
[2] dipl.inž.građ., glavni inženjer, "Mostprojekt" a.d., Palmira Toljatija 11, Beograd

1 UVOD

Konstrukcije KXIII, KXIV su deo prilazne konstrukcije mostu Gazela na desnoj obali, i povezuje konstrukcije KXI, KXII sa navoznim i silaznim rampama KXX i KXXIII i sa konstrukcijama KXV i KXVI. Saobraćaj se odvija na dve odvojene saobraćajne trake i to pravac ka Beogradu preko konstrukcije KXIII i pravac ka Novom Beogradu preko konstrukcije KXIV. Konstrukcije se sastoje od pet polja 34.35+35.50+34.20+34.85+34.35=173.25m. Reč je o kontinualnom nosaču od prednapregnutog betona, marke MB45.

Konstrukcija je u eksploataciji tridesetpet godina, i za to vreme na njoj nije bilo većih intervencija. Sanaciji mosta su prethodili pregledi stanja i oštećenja noseće konstrukcije, od kojih je poslednji bio oktobra 2006., Kontrolni statički proračun, Geodetski snimak nivelete postojećeg stanja mosta Gazela sa prilaznim konstrukcijama, Istražni radovi (na betonskim uzorcima-kernovima) u cilju utvrđivanja stanja betona, injekcionih smeša kablova za prednaprezanje, asfalta i hidroizolacije na betonskim konstrukcijama mosta Gazela, nova rešenja odvodnjavanja sa mosta.

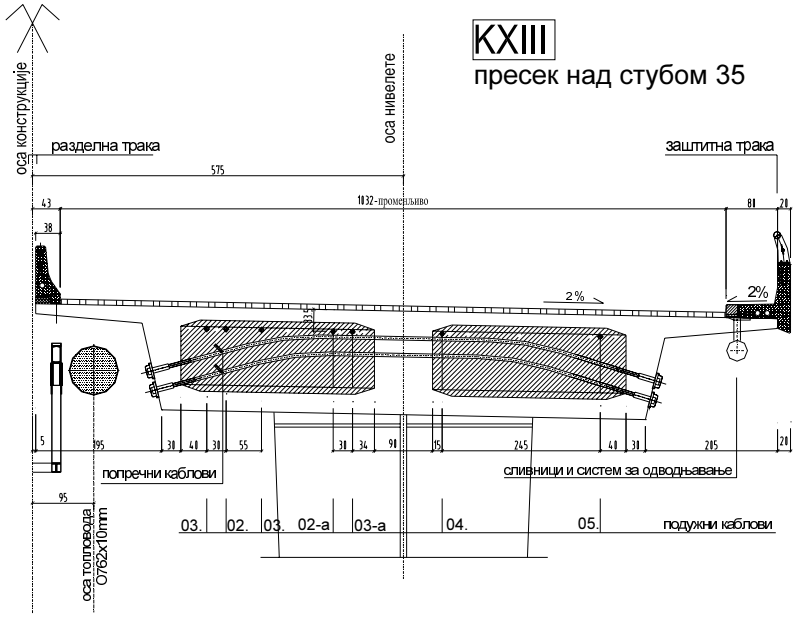
2 OSNOVNI PODACI O MOSTU

Konstrukcija je izvedena prema Osnovnom projektu koji je izrađen u periodu 1966-1969. godine u ″Direkciji za izgradnju mostova″, današnji ″Mostprojekt″. Postojeći saobraćajni profil čine kolovoz promenljive širine od 10.00m do 13.75m (za svaku traku posebno), zaštitna traka sa ab parapetom i čeličnom ogradom ukupne širine 1,00m i polovina razdelne trake sa ab parapetom od 0,75m. Saobraćajni profil glavnog pravca je proširen za po jednu saobraćajnu traku zbog uvođenja priključnih rampi što je uslovilo i dodavanje dva para novih stubova u redu stubova 39. Konstrukcije su projektovane i izvedene u pravcu i jednosmernom podužnom padu od 0.8%. Poprečni pad konstrukcija od 2% usmeren je od razdelne (ose autoputa) ka zaštitnoj traci. Konstruktivni sistem konstrukcija su kontinualni ramovi preko 5 polja, sastavljeni od prethodno napregnute grede i armirano betonskih stubova; srednji stubovi su zglobno povezani sa konstrukcijom i uklješteni u temeljne stope dok su krajnji stubovi pendeli. Oblik poprečnog preseka noseće konstrukcije - jednoćelijski sanduk visine 1,60 m prikazan je na slici 1.

Forma stubova je izduženi trapez u poprečnom preseku sa širom stranicom u vrhu stuba, a užom pri terenu, konstantne debljine 0.5m za krajnje i 0.7m za srednje stubove. Temeljenje stubova ostvareno je primenom šipova sistema Franki.

2.1 STANJE KONSTRUKCIJE UOČENO PREGLEDOM

Vizuelnim pregledom konstrukcije iz 2006. god. konstatovan je znatno povećan intenzitet oštećenja u odnosu na preglede iz 2002 i 2005 godine. Znatna oštećenja zaštitnog sloja betona, izrazita korozija armature i zaštitnih cevi kablova kao i samih žica a vidljiv je i prekid žica za prednaprezanje na donjoj unutrašnjoj ivici sanduka, na obe konstrukcije, u svim poljima a najčešće u sredinama raspona.



Slika 1 - Poprečni presek mosta sa kablovima

3 STATIČKI KONTROLNI PRORAČUN

Obzirom na oštećenja noseće mostovske, konstrukcije koja su konstatovana pregledom, kao i na činjenicu da je u periodu od izgradnje mosta do danas promenjena važeća Tehnička regulativa za opterećenje drumskih mostova (saobraćajno opterećenje, opterećenje vetrom, temperatura ...), a u cilju verifikacije statičkog proračuna iz Osnovnog projekta, izvršen je nov, **Statički kontrolni proračun**.

Proračunom iz 1970., konstrukcija je statički tretirana kao prav, kontinualni linijski nosač, dok je proračun stubova sproveden naknadno. Statičkim kontrolnim proračunom mostovska konstrukcija je tretirana kao prostorni kontinualni ram preko 5 polja, sastavljen od noseće konstrukcije i stubova. Noseća konstrukcija - rigla rama, tretirana je kao roštiljni nosač sastavljen od podužnih nosača, kojima su modelirana rebra sanduka, (sa pripadajućim delovima gornje i donje ploče sanduka) i poprečnih nosača koji obezbeđuju sadejstvo podužnih u preraspodeli i prihvatanju opterećenja. Proračun je sproveden korišćenjem programskog paketa "Tower – 3D Model Builder 5.5 " firme "RADIMPEX" iz Beograda.

Razmatrana su sledeća opterećenja:

- Stalna opterećenja: sopstvena težina, stalni teret (izvedena superstruktura na objektu prema postojećem stanju i težina postojećih instalacija toplodalekovoda) i prednaprezanje (prema položaju i geometriji iz Osnovnog projekta i proračunu trenutnih i vremenskih gubitaka) za dva slučaja: 1.svi kablovi u funkciji; 2. u funkciji nije 5 kablova u ivičnom rebru, ispod razdelne trake.

- Korisno - saobraćajno opterećenje: merodavna računska šema V600+V300, za konstrukciju I kategorije-most na auto-putu i šema V600 radi poređenja i verifikacije proračuna iz Osnovnog projekta i činjenice da će po puštanju u saobraćaj obilaznice autoputa oko Beograda, most Gazela sa prilazima postati gradska saobraćajnica i preći će iz kategorije I u kategoriju II, za koju je merodavna šema V600. Uticaji su dobijeni korišćenjem programske opcije "Pokretno opterećenje" programa Tower. Na konstrukciju je naneto koncetrisano opterećenje od točkova vozila i površinsko opterećenje glavne trake i sa ostatka kolovoza i zaštitne trake.
- Uticaj temperature: temperatura u osi štapa t0= ± 250C, temperaturna promena po visini rebra od +7°C (više zagrejana gornja strana), odnosno -3,5°C.
- Sila kočenja
- Opterećenje vetrom
- Seizmika

Provera nosivosti glavnog nosača je urađena proračunom prema dopuštenim naponima. Sprovedenim kontrolnim proračunom pokazano je da glavni nosač nema potrebnu nosivost za obe saobraćajne šeme i oba slučaja funkcionalnosti kablova. Kontrolom poprečnih nosača konstatovano je da u kontrolisanim presecima svih poprečnih nosača, nedostaje armatura koja pokriva momente savijanja i armatura koja pokriva transverzalne sile. Zaključak je da je neophodno hitno ojačanje tih elemenata konstrukcije dodavanjem novih kablova za prednaprezanje. Svi stubovi i fundamenti imaju potrebnu nosivost.

4 SANACIJA MOSTA

Sanacija konstrukcije KXIII i KXIV, obuhvata ***Ojačanje konstrukcije, Sanaciju saobraćajnog profila i Sanaciju površinskih oštećenja.***

4.1 OJAČANJE KONSTRUKCIJE PREDNAPREZANJEM

U Projektu sanacije je noseća konstrukcija - rigla rama, tretirana kao u Kontrolnom statičkom proračunu, kao roštiljni nosač sastavljen od podužnih i poprečnih nosača. Karakteristike podužnih i poprečnih nosača su takođe preuzete iz Kontrolnog statičkog proračuna.

Razmatrana su sledeća opterećenja:

- Stalna opterećenja: sopstvena težina i stalni teret (superstruktura na objektu prema novoprojektovanom saobraćajnom profilu i težina novoprojektovanih instalacija toplodalekovoda)
- Stalna opterećenja: prednaprezanje glavnog nosača. Na osnovu analize Kontrolnog proračuna i izveštaja sa pregleda konstrukcije, Projektom sanacije je određena šema dodatih kablova: u nizvodnoj komori sanduka, ispod razdelne trake, u svim poljima, dodaje se 5 novih kablova: pozicije 03. (3 kabla) i 02. (2 kabla) kroz svih pet polja; u uzvodnoj komori sanduka, ispod zaštitne trake, dodaju se 2 nova kabla: pozicija 04. (1 kabl) i pozicije 05. (1 kabl) kroz svih pet polja; u poslednja dva polja na glavnom pravcu, u svakoj komori se dodaju još po dva kabla: pozicija 07. (2 kabla) u srednjoj komori i pozicija 09. (2 kabla) u uzvodnoj komori. Kablovi tipa 3 se ankeruju u nove ankerne

blokove AN-1, uz dilatacione poprečne nosače, a ostali kablovi u novi ankerni blok AN-2, na mestu prvog i poslednjeg sekundarnog nosača, iza kojih se zbog angažovanja veće površine betonskog preseka pri ankerovanju, raspliću u pojedinačnu užad i ankeruju u dilatacioni poprečni nosač. Prenos sile prednaprezanja iz ankernog bloka AN-1 u postojeći betonski presek ostvaruje se utezanjem betonskog preseka poprečnim, krutim ankerima ∅36mm tipa DYWIDAG ili sličnim, a na mestu ojačanja dilatacionih poprečnih nosača, prenos sile se ostvaruje ankerima ∅27mm, kojima se ujedno ankeruju pojedinačna, podužna užad 7∅16mm. Predloženi kablovi su sistema SPB SUPER ili slični, sa užadima sastavljenim od 7 glatkih žica nominalnog prečnika ∅16mm, klase B, zatezne čvrstoće čelika fpk=1860N/mm2. Svi kablovi su sastavljeni od 7, odnosno 5 užadi-na delu prilazne rampe. Kablovi su spoljni i postavljaju se u plastične cevi, izvan preseka nosača. Oslanjaju se pored ankernih blokova, i preko metalnih cevi-devijatora, u zonama sekundarnih, poprečnih nosača. Trajne sile prednaprezanja koje su korišćene za kontrolu naprezanja glavnog nosača određene su nakon proračuna gubitaka od trenja, uklinjavanja i relaksacije kabla u presecima u desetinama raspona nosača, tj. računskim presecima. Za ovako određene gubitke formiran je rezultujući kabl u svakom rebru (od svih pozicija kablova koje pripadaju tom rebru) i unete su sile Ni,sr i njihovi ekscentriciteti ek1, ek2 u statički model u programu "TOWER".

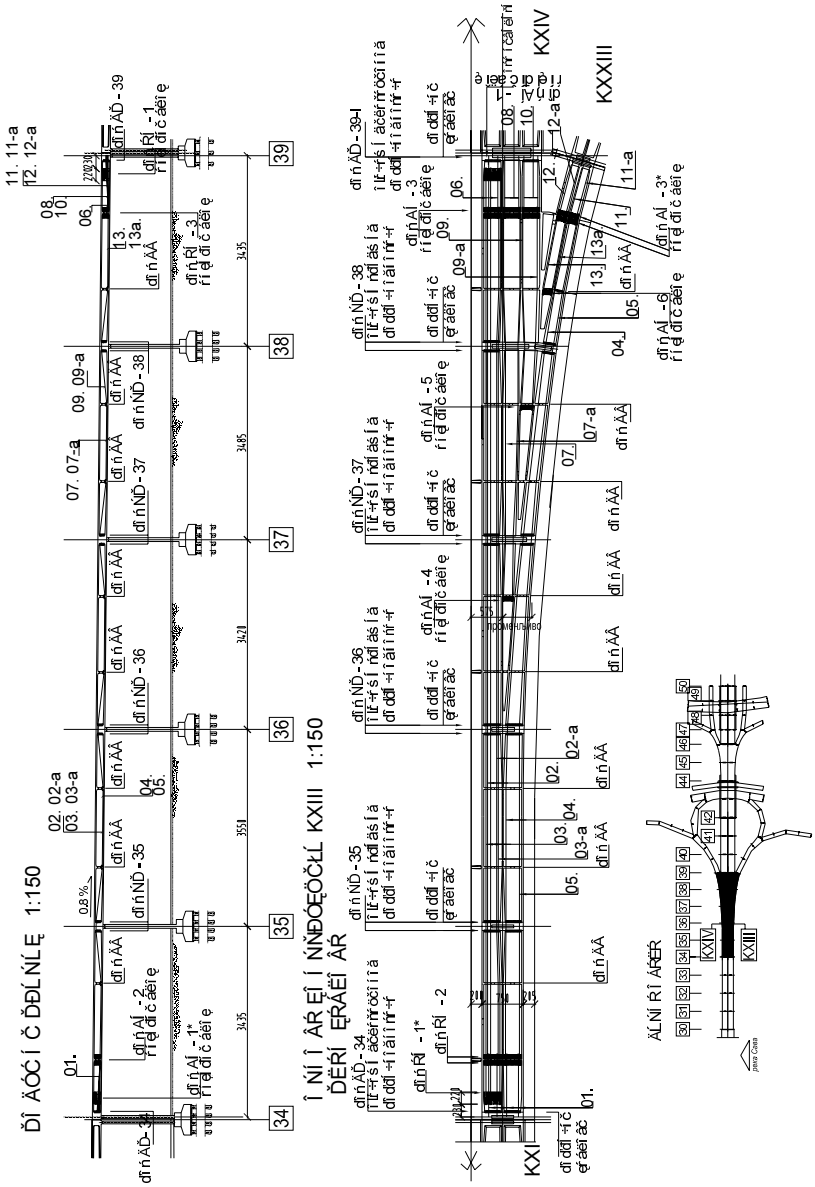
- Stalna opterećenja: prednaprezanje poprečnog nosača. Na osnovu navedenih rezultata Kontrolnog statičkog proračuna, Projektom sanacije se predviđa dodavanje dva kabla 7∅16mm za dilatacione poprečne nosače, a za srednje poprečne nosače dodavanje po dva kabla 7∅16mm, sa obe strane nosača. Zbog načina ankerovanja dodatnih podužnih kablova, dilatacioni poprečni nosači se utežu sa jednim pravolinijskim i jednim krivolinijskim kablom, a srednji poprečni nosači sa po dva krivolinijska kabla. Predloženi kablovi su sistema SPB SUPER, ili slično, sa istim karakteristikama kao za podužni nosač. Kablovi se postavljaju u rebraste, metalne cevi, ubetonirane u nove ankerne blokove. Prenos sile prednaprezanja iz ankernog bloka u postojeći betonski presek ostvaruje se utezanjem betonskog preseka poprečnim, krutim ankerima ∅36mm, tipa DYWIDAG ili sličnim. Gubici sile prednaprezanja su računati na isti način, kao i gubici sile prednaprezanja dodanih podužnih kablova glavnog nosača.
- Korisno - saobraćajno opterećenje: merodavna računska šema u Projektu sanacije je računska šema opterećenja V600+V300, koja daje maksimalne uticaje, ona kad je glavna traka uz razdelnu traku – (na toj strani konstrukcije se nalazi i konstrukcija toplovoda).
- Uticaj temperature: temperatura u osi štapa t0= ± 250C, temperaturna promena po visini rebra od +7°C (više zagrejana gornja strana), odnosno -3,5°C.
- Sila kočenja
- Opterećenje vetrom
- Seizmika

4.2 REZULTATI PRORAČUNA

Provera nosivosti glavnog nosača je urađena proračunom prema dopuštenim naponima i kontrolom koeficijenta sigurnosti na lom, sa uticajima od prednaprezanja sračunatim za dva slučaja: 1.svi kablovi u funkciji+dodatni kablovi; 2. u funkciji nije 5 kablova u ivičnom rebru, ispod razdelne trake+dodatni kablovi. Aksijalni naponi i glavni naponi zatezanja u svim

računskim presecima su manji od dopuštenih, a koeficijent sigurnosti na lom je veći od propisanog.

Provera postojeće armature za pokrivanje momenta savijanja i transverzalnih sila je urađena za oba dilataciona i sve srednje poprečne nosače, prema teoriji graničnih stanja. Dokazano je da postojeća armatura, oblik trase i tip novoprojektovanih kablova za prednaprezanje poprečnih nosača obezbeđuju potrebnu nosivost.



Slika 2 - Plan kablova i podužni presek mosta

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Ivanka Jonić[1], Nenad Jakovljević[2]

OPŠTI PREGLED PROJEKTA SANACIJE PRILAZNIH KONSTRUKCIJA MOSTU GAZELA U BEOGRADU

Rezime:

U članku su prikazani sanaciona rešenja prilaznih konstrukcija mostu Gazela na levoj i desnoj obali, uzlazno-silaznih rampi na desnoj obali i konstrukcija u okviru čvora Mostar. Izradi projekta sanacije su prethodili vizuelni pregled konstrukcija, analiza geodetskog snimka, sprovedenih istražnih radova, kao i obavljene statičke provere. Tehničko rešenje sanacije, usklađeno je sa novim rešenjem odvodnjavanja mostovskih konstrukcija. Projektom sanacije su obuhvaćeni sledeći radovi: radovi na sanaciji saobraćajnog profila, na sanaciji površinskih oštećenja i površinskoj zaštiti konstrukcija, radovi na ojačanju konstrukcija, radovi na zameni ležišta i radovi na obezbeđenju pristupa obalnim osloncima.

Ključne reči: sanacija, ojačanje armiranobetonskih i prethodno napregnutih konstrukcija, površinska zaštita

GENERAL REVIEW OF REHABILITATION DESIGN OF APPROACHING STRUCTURES TO THE GAZELA BRIDGE IN BELGRADE

Summary:

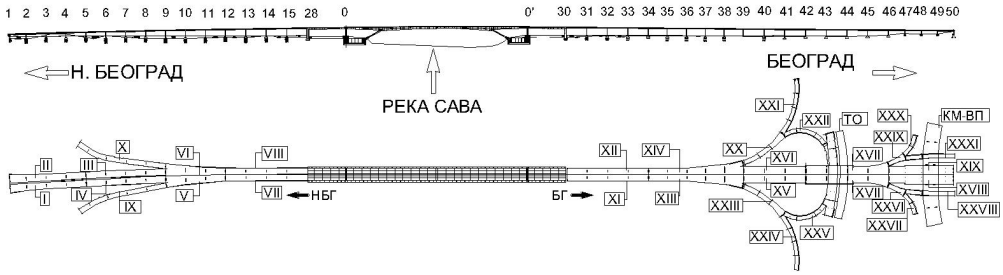
The article describes structural design of the "GAZELA" bridge approaching structures on the left and right bank, ascending – descending ramps on the right bank and the interchange "MOSTAR" structures. Rehabilitation design is based upon Inspection of structure condition and damages, The survey monitoring of vertical alignment, Investigation works and Control design calculation. Technical solution for the rehabilitation works on structure damages is in accordance with the bridge drainage solutions. Rehabilitation works include: strengthening of structures, rehabilitation works on traffic section, rehabilitation works on surface damages, bearings replacement and ensuring of access to rc pendulums on the abutments.

Key words: rehabilitation, strengthening reinforced and post tensioning structures, surface protection

[1] dipl.inž.građ., samostalni projektant, "Mostprojekt" a.d., Palmira Toljatija 11, Beograd
[2] dipl.inž.građ., glavni inženjer, "Mostprojekt" a.d., Palmira Toljatija 11, Beograd

1 UVOD

Prelazak trase autoputa E-75 na delu kroz Beograd, preko reke Save, rešen je izgradnjom mosta Gazela. Dispoziciono rešenje mosta Gazela sa prilaznim konstrukcijama usvojeno je u skladu sa Urbanističko-tehničkim uslovima za izgradnju objekata na autoputu kroz Beograd, a uz dosledno poštovanje situacionog i nivelacionog plana Glavnog građevinskog projekta saobraćajnog rešenja, koje je pored glavne konstrukcije mosta Gazela preko reke Save i prilaznih konstrukcija glavnog pravca i prilaznih rampi na obe obale, obuhvatilo i tri konstrukcije posebne namene na čvoru "Mostar". Dispozicionim rešenjem su obuhvaćene tri konstruktivne celine: prilazne konstrukcije na levoj obali, konstrukcija preko reke i prilazne konstrukcije na desnoj obali.



Slika 1 – Šematski prikaz konstrukcija

Prilazne konstrukcije na levoj obali čine, za svaki smer autoputa, po četiri nezavisne konstrukcije na glavnom pravcu i ukupno dve silazno uzlazne rame. Konstrukcije na glavnom pravcu, (KI - KVIII) u dužini od 546m, protežu se od trupa nasipa autoputa do prilaznog stuba 28, odnosno čelične konstrukcije mosta. Dve rampe (KIX, KX), dužine 146m, povezuju prilazne konstrukcije na glavnom pravcu sa priobalnim saobraćajem.

Konstrukciju preko reke, most Gazela, u ukupnoj dužini od 468.50m, čine tri čelične konstrukcije, koje se protežu između masivnih stubova 28 i 30.

Prilazne konstrukcije na desnoj obali su grupisane u konstrukcije na glavnom pravcu, konstrukcije na silazno uzlaznim rampama i konstrukcije na gradskim saobraćajnicama čvora "Mostar". Konstrukcije na glavnom pravcu, (KXI - KXIX) u dužini od 710m, protežu se od do prilaznog stuba 30 do trupa nasipa autoputa. Konstrukcije na silazno uzlaznim rampama su grupisane u uzlazne rampe koje povezuju gradske saobraćajnice sa levom trakom autoputa (KXX – KXXII) i (KXXIX – KXXXI) i silazne rampe, koje povezuju desnu traku autoputa sa gradskim saobaćajnicama (KXXIII – KXXV) i (KXXXII – KXXXVI). Konstrukcije na čvoru "Mostar" čine vijadukt Kneza Miloša-Vojvode Putnika, vijadukt Gornja Savska i Tramvajski most.

2 SANACIJA BETONSKIH KONSTRUKCIJA

Elementi na osnovu kojih su usvojeni radovi na sanaciji oštećenja konstrukcija su:

- pregled stanja i oštećenja utvrđenih vizuelnim pregledom 2006, kao verifikacija prethodnih pregleda iz 2002 i 2005.godine,
- analiza statičkog kontrolnog proračuna pojedinačnih konstrukcija,

- geodetsko snimanje nivelete postojećeg stanja,
- istražni radovi (na betonskim uzorcima) u cilju utvrđivanja stanja betona, injekcionih smeša kablova za prethodno naprezanje, čelika za armiranje, asfalta i hidroizolacije,
- nova rešenja odvodnjavanja mosta,

Obzirom na navedene sve prethodno sprovedene aktivnosti, usvojene su sledeće grupe radova na sanaciji armiranobetonskih i prethodno napregnutih konstrukcija:
- sanacija saobraćajnog profila,
- sanacija površinskih oštećenja i površinska zaštita konstrukcija,
- ojačanje konstrukcija,
- zamena ležišta,
- obezbeđenje pristupa osloncima obalnih stubova,

2.1 SANACIJA SAOBRAĆAJNOG PROFILA

Kod svih elemenata postojećeg saobraćajnog profila je usled dotrajalosti došlo do gubitka funkcionalnosti, pa je u cilju zaštite noseće konstrukcije i bezbednosti saobraćaja neophodno izvršiti zamenu istih.

Slika 2 – Oštećenja elemenata saobraćajnog profila

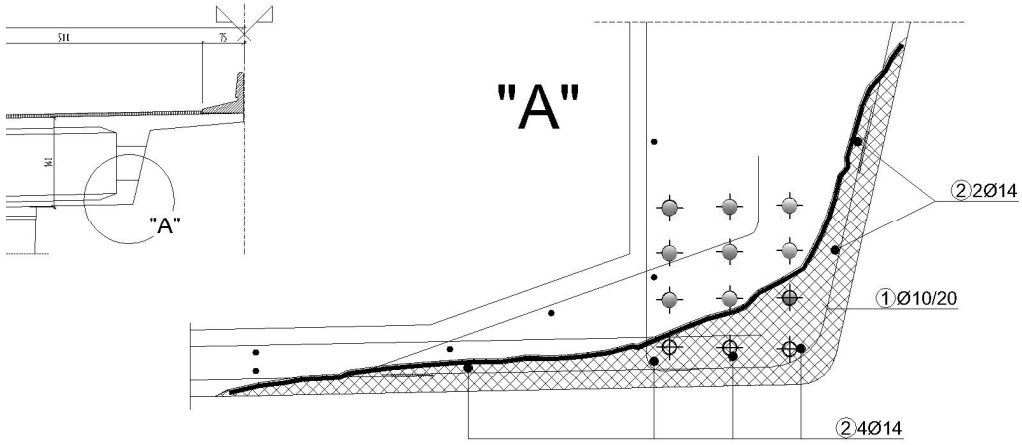
Radovi na ovoj poziciji obuhvataju:
- uklanjanje svih elemenata saobraćajnog profila (asfalta, hidroizolacije, zaštitne/razdelne trake, ivičnjaka, slivnika i ograde, stubova rasvete i vertikalne signalizacije
- eventualnu sanaciju gornje površine kolovozne ploče,
- izradu hidroizolacije,
- izradu i montažu AB parapeta na razdelnoj traci sa okapnicom,
- montažu slivnika,
- izradu AB parapeta na zaštitnoj traci,
- izrada AB parapeta na zaštitnoj traci,
- ugradnja montažnih AB parapeta sa okapnicom na razdelnoj traci,
- ugradnja čelične ograde na zaštitnoj traci,

- montaža ivičnjaka,
- izrada asfaltnog zastora na kolovozu debljine 8cm,
- izrada anti-skid sloja na zaštitnoj traci,
- zamena postojećih dilatacionih spojnica, vodonepropusnim tipa "transfleks",
- ugradnja novih nosača stubova rasvete i postavljanje vertikalne signalizacije.

2.2 SANACIJA POVRŠINSKIH OŠTEĆENJA I POVR. ZAŠTITA KONSTRUKCIJA

Sanacija površinskih oštećenja (slika 3.) obuhvata popravku oštećenja noseće konstrukcije utvrđenih vizuelnim pregledom iz oktobra 2006.godine, kao i ranijim pregledima na konstrukcijama gde nije bilo intervencija. U okviru ove mere neophodno je sanirati prsline i oštećenja zaštitnih slojeva na konstrukcijama i stubovima.

Slika 3 – Površinska oštećenja konstrukcija



Slika 4 – Detalj sanacije površinskog oštećenja donje ivice sanduka kod bliznih konstrukcija

Na slici 4. je prikazan detalj sanacije površinskih oštećenja donje ivice sanduka na bliznim konstrukcijama, koji se sprovodi u sledećim fazama:

- uklanjanje oštećenih zaštitnih slojeva,
- uklanjanje betona duž donjih ivica sanduka u zoni oštećenih korodiralih kablova,
- čišćenje otkrivene i zamena oštećene armature,
- završna obrada betonom i sanacionim malterom zaštita,
- nanošenje slojeva za površinsku zaštitu konstrukcije

2.3 OJAČANJE KONSTRUKCIJA

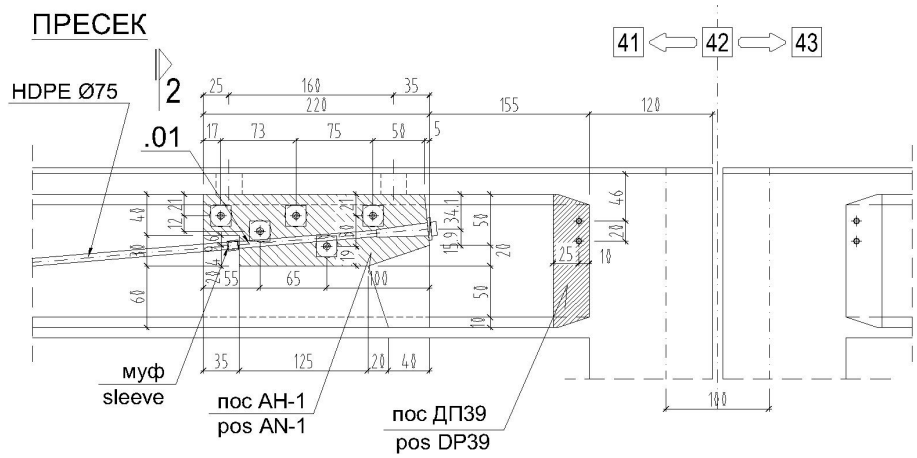
Zahtev za ojačanjem konstrukcija je proistekao iz gubitka nosivosti konstruktivnih elemenata mosta. Svi radovi na ojačanju konstrukcija na glavnom pravcu obuhvataju:

- radovi na podužnom prednaprezanju (KV-KVIII, KXI-KXVI),
- radovi na poprečnom utezanju poprečnih nosača (KI-KVIII, KXI-KXVI, KM-VP)

dok se radovi na ojačanju konstrukcija na rampama obuhvataju:

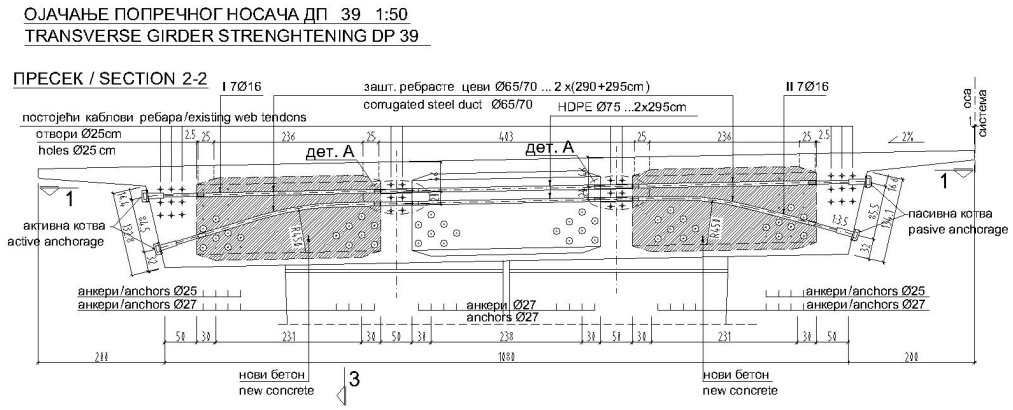
- radovi na podužnom prednaprezanju (KXXII),
- radovi na ojačanju karbonskim trakama i tkaninama

Radovima na podužnom prednaprezanju konstrukcija na glavnom pravcu (KV-KVIII, KXI-KXVI) se praktično ojačavaju podužni (glavni) nosači, dodavanjem kablova za prethodno naprezanje unutar sanduka. Usvojene su dve grupe kablova: po 2 kabla 7Ø16 u svaku komoru sanduka i po 3 kabla 7Ø16 u komoru, na čijoj je ivici konstatovano oštećenje kablova. Ankerovanje prve grupe kablova je obezbeđeno u dobetoniranom ankernom bloku, a neposredno uz prvi odnosno poslednji sekundarni nosač. Iza tih sekundarnih nosača, zbog angažovanja veće površine betonskog preseka pri ankerovanju, kablovi se raspliću u pojedinačnu užad i ankeruju u dilatacione poprečne nosače, preko ankera Ø27. Ankerovanje druge grupe kablova je u novim ankernim blokovima, usvojenim na 2.30m od ose dilatacionih stubova. Veza novih ankernih blokova sa nosećom konstrukcijom je ostvarena utezanjem krutih ankera Ø36.



Slika 5 – Detalj ankernog bloka

Radovima na poprečnom utezanju (KI-KVIII, KXI-KXVI, KM-VP) su ojačani svi preseci na poprečnim nosačima, kod kojih je sprovedenim kontrolnim statičkim proračunom konstatovano da nemaju dovoljnu nosivost. Ojačanje je usvojeno kako na dilatacionim, tako i na srednjim stubovima. Na dilatacionim stubovima su usvojena po 2 kabla 4Ø16 ili 7Ø16, dok su kod srednjih stubova usvojeni po 2 kabla 4Ø16 ili 7Ø16 sa svake strane poprečnog nosača. Broj usvojenih kablova je određen u zavisnosti od dobijenih uticaja za svaki poprečni nosač i količinu ugrađene armature. Na mestima srednjih poprečnih nosača, prenos sila prethodnog naprezanja iz ankernog bloka u postojeći betonski presek je ostvaren utezanjem betonskog preseka poprečnim, krutim ankerima Ø36, a na mestima dilatacionih, prenos sile se ostvaruje ankerima Ø27, kojima je ujedno izvršeno ankerovanje pojedinačnih, podužnih kablova.



Slika 6 – Ojačanje dilatacionog poprečnog nosača

Ojačanje konstrukcija karbonskim trakama i tkaninama je prevashodno usvojeno na konstrukcijama rampi. Statičkim kontrolnim proračunom su sračunate potrebne količine armature u karakterističnim presecima. Kako u pojedinim presecima glavni nosači nisu imali dovoljno armature, što pokazuju i prsline u tim presecima, predviđeno je ojačanje glavnog nosača. Predviđeno je ojačanje rebara glavnog nosača na dejstvo tozije (KXXI-KXXIV), ojačanje kolovoznih ploča na dejstvo torzije (KXXV) i ojačanje rebara na dejstvo transverzalnih sila (KXXVII, KXXVIII, KXXX, KXXXI).

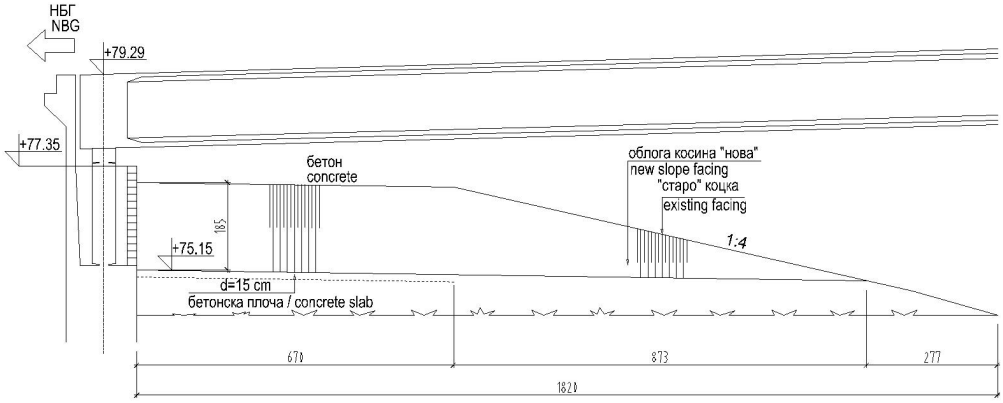
2.4 ZAMENA LEŽIŠTA

Oslanjanje konstrukcija na glavnom pravcu, KXVIII, KXIX, kao i konstrukcija rampi KXXVII, KXXVIII, KXXX i KXXXI je izvedeno preko NEOTOPF ležišta. Kontrolnim statičkim proračunom je konstatovano da postojeća ležišta više nisu u funkciji i da nemaju dovoljnu nosivost. Pregledom je utvrđeno da su znatno oštećena. Iz tog razloga, neophodno je izvršiti njihovu zamenu.

Radovi na zameni ležišta podrazumevaju izradu pomoćnih skela i jarmova za prihvatanje presa, kojima bi se omogućilo odizanje konstrukcija, zatim uklanjanje postojećih ležišta i montaža novih.

2.5 OBEZBEDJENJE PRISTUPA OSLONCIMA OBALNIH STUBOVA

Obalni stubovi kod većine konstrukcija su projektovani i izvedeni sa visokom prednjom maskom i nasipom obloženim kamenom kockom. Usled procurivanja na mestima dilatacija, zone oslonaca (pendel ležišta) su napunjene vodom i prljavštinom. Kako bi se omogućio pristup osloncima obalnih stubova, predviđene su aktivnosti na uklanjanju nasutog tla i delova kegli sa prednjih strana stubova. Po završenom čišćenju i pranju zone oko ležišta, usvojeno je uklanjanje dela armiranobetonskih maski ispred pendela, izradu armiranobetonskih kada ispred stubova i izradu i ugradnju zaštitnih mreža i poklopaca, kako bi se onemogućio prilaz neovlašćenim licima



Slika 7 – Detalj obalnog stuba

3 ZAKLJUČAK

Glavni projekat sanacije mosta Gazela sa prilaznim konstrukcijama i konstrukcijama na čvoru "Mostar" je urađen u periodu avgust 2007. septembar 2008 u "Mostprojekt" a.d. Projekat je obuhvatio prethodne preglede i ispitivanja konstrukcija sa izveštajima, statičke kontrolne proračune postojećeg stanja i opredeljenje načina sanacije, izvođačke projekte sanacije, projekte organizacije i tehnologije izvođenja radova, priloge za izvršenje redovnih pregleda, odnosno redovnog održavanja konstrukcija mosta i projekte odvodnjavanja, kako je to bilo i definisano projektnim zadatkom. Tehničku kontrolu je izvršio Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Milena Milićević[1], Ivanka Jonić[2]

SANACIJA KONSTRUKCIJE KXXII NA SAOBRAĆAJNOM ČVORU "MOSTAR"

Rezime:

U radu je ukratko opisan projekat sanacije uzlazne rampe KXXII na saobraćajnom čvoru „Mostar“ koji je deo glavnog projekta sanacije mosta Gazela. Rampa je kontinualni nosač raspona 23.89+34.89+23.89 m sa radijusom krivine R= 53.0 m u odnosu na osu konstrukcije. Statičkim kontrolnim proračunom je utvrđeno da glavni nosač nema dovoljnu nosivost, pa je zbog toga odlučeno da se konstrukcija sanira. U radu je opisan proračun ojačanja konstrukcije prednaprezanjem- spoljašnje rebro se uteže sa dva kabla 12∅13 a unutrašnje jednim kablom 8 ∅13.

Ključne reči: sanacija, ojačanje, prednaprezanje, most u krivini

REHABILITATION DESIGN OF STRUCTURE KXXII ON THE INTERCHANGE "MOSTAR"

Summary:

The paper presents shortly, the rehabilitation design of approaching structure KXXII at the interchange "Mostar" which is part of the Main Design of "Gazela" bridge. Structural system of the ramp is continuous frame with spans of 23.89+34.89+23.89 m and radius of the curve in the axis of vertical alignment of R= 53.0 m. Control structural calculation showed that main girder does not have sufficient load bearing capacity and therefore, it was determined that structure had to be strengthened. The paper describes calculation of strengthening of the structure by prestressing- outer web is stressed with two tendons 12Ø13 and inner web with one tendon 8 Ø13.

Key words: rehabilitation, strengthening, prestressing, bridge with circular curve

[1] dipl.inž.građ., "Mostprojekt" a.d., Palmira Toljatija 11, Beograd
[2] dipl.inž.građ., "Mostprojekt" a.d., Palmira Toljatija 11, Beograd

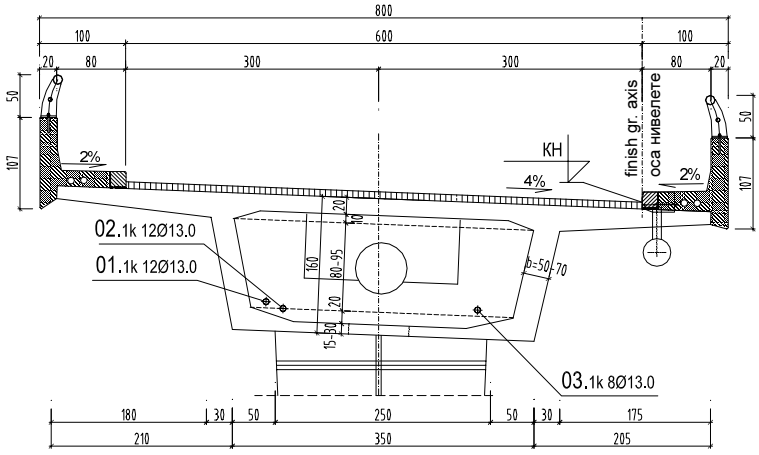
1 UVOD

Konstrukcija XXII je uzlazna rampa koja povezuje levu traku autoputa sa gornjom Savskom ulicom na saobraćajnom čvoru „Mostar“. Sastoji se od tri polja 23.89+34.89+23.89 m, te je konstruktivni sistem kontinualni ram sa radijusom krivine R=53.0 m u odnosu na osu konstrukcije.

Konstrukcija je u eksploataciji tridesetpet godina, i za to vreme na njoj nije bilo većih intervencija. Sanaciji mosta su prethodili pregledi stanja i oštećenja noseće konstrukcije, od kojih je poslednji bio oktobra 2006., Kontrolni statički proračun, Geodetski snimak nivelete postojećeg stanja mosta Gazela sa prilaznim konstrukcijama, Istražni radovi (na betonskim uzorcima-kernovima) u cilju utvrđivanja stanja betona, injekcionih smeša kablova za prednaprezanje, asfalta i hidroizolacije na betonskim konstrukcijama mosta Gazela, nova rešenja odvodnjavanja sa mosta i Dopunsko ispitivanje probnim opterećenjem.

2 OSNOVNI PODACI O MOSTU

Konstrukcija je izvedena prema Osnovnom projektu koji je izrađen u periodu 1966-1970. godine u ″Direkciji za izgradnju mostova″, današnji ″Mostprojekt″. Saobraćajni profil je konstantan celom dužinom ukupne širine 8,00 m; čine ga kolovoz širine 6,00 m i dve zaštitne trake širine 1,00m. Konstrukcija se sastoji od armirano-betonske grede i stubova; srednji stubovi su zglobno povezani sa konstrukcijom i uklješteni u temeljne stope dok su krajnji stubovi pendeli. Oblik poprečnog preseka noseće konstrukcije - jednoćelijski sanduk visine 1,60 m prikazan je na slici 1.



Slika 1 - Poprečni presek mosta sa kablovima

Forma stubova je izduženi trapez u poprečnom preseku sa širom stranicom u vrhu stuba, a užom pri terenu, konstantne debljine 0.5m za krajnje i 0.6m za srednje stubove. Temeljenje stubova ostvareno je primenom šipova sistema Franki osim za stub na spoju sa Gornjom Savskom koji je fundiran na temeljnoj stopi.

2.1 STANJE KONSTRUKCIJE UOČENO PREGLEDOM

Vizuelnim pregledom konstrukcije iz 2006. god konstatovan je znatno povećan intenzitet oštećenja u odnosu na preglede iz 2002 i 2005 godine. Konstatovane su prsline na oba rebra sanduka, širine 0.2-0.35 mm spolja i 0.2-0.4 mm iznutra, naročito na nizvodnom rebru (spoljna strana krivine) po celoj dužini raspona; na kolovoznoj ploči sporadične, u oba pravca, širine s ≈ 0.1-0.2 mm; i na donjoj ploči u polju 4' - 5', kose, u sve tri komore, širine do 0.6mm.

3 STATIČKI KONTROLNI PRORAČUN

Obzirom na oštećenja noseće mostovske konstrukcije koja su konstatovana pregledom kao i na činjenicu da je u periodu od izgradnje mosta do danas promenjena važeća Tehnička regulativa za opterećenje drumskih mostova (saobraćajno opterećenje, opterećenje vetrom, temperatura ...), a u cilju verifikacije statičkog proračuna iz Osnovnog projekta, izvršen je nov, **Statički kontrolni proračun**.

Proračunom iz 1970., konstrukcija je statički tretirana kao linijski nosač, dok je proračun stubova sproveden naknadno. Statičkim kontrolnim proračunom je zadržan linijski koncept, ali je proračun sproveden sa prostornim modelom u koji su uneti i stubovi sa realnim karakteristikama. Proračun je sproveden korišćenjem programskog paketa "Tower – 3D Model Builder 5.5 " firme "RADIMPEX" iz Beograda.

Razmatrana su sledeća opterećenja:

- Stalna opterećenja: sopstvena težina i stalni teret (izvedena superstruktura na rampi prema postojećem stanju)
- Korisno - saobraćajno opterećenje: merodavna računska šema za gradske saobraćajnice V600
- Uticaj temperature: temperatura u osi štapa $t_0 = \pm 25^0$C, temperaturna promena po visini rebra od +7°C (više zagrejana gornja strana), odnosno -3,5°C.
- Sila kočenja
- Opterećenje vetrom
- Seizmika

Provera nosivosti glavnog nosača je urađena proračunom prema graničnim stanjima. Sprovedenim kontrolnim proračunom pokazano je da donja i gornja ploča glavnog nosača nemaju potrebnu nosivost za prijem uticaja od momenata torzije, i da je neophodno njihovo ojačanje. Takođe, svi poprečni nosači, stubovi i fundamenti imali su potrebnu nosivost.

4 SANACIJA MOSTA

Sanacija konstrukcije XXII, obuhvata ***Ojačanje konstrukcije, Sanaciju saobraćajnog profila i Sanaciju površinskih oštećenja.***

4.1 OJAČANJE KONSTRUKCIJE PREDNAPREZANJEM

Ojačanje konstrukcije je usvojeno iz razloga nedovoljne statičke nosivosti glavnog nosača. U kontrolnom proračunu utvrđeno je da glavni nosač nema potrebnu količinu podužne armature za prijem uticaja od torzije, naročito u donjoj ploči u presecima u srednjem rasponu

blizu stuba 4'. Pregledom konstrukcije je potvrđeno da su se na tim mestima u ploči javile prsline širine do 0.6 mm. Da bi se tačnije utvrdilo ponašanje konstrukcije, izvršeno je dopunsko ispitivanje probnim opterećenjem. Rezultati ovog ispitivanja su pokazali da konstrukcija ima veće ugibe od računskih kada se proračunskim modelom pretpostavi jedinstven presek. Takođe, spoljašnje rebro dobija veće ugibe od unutrašnjeg. Zbog svega gore navedenog je u Projektu sanacije konstrukcija tretirana kao roštiljni nosač.

Roštilj se sastoji od dva podužna nosača (sa pripadajućim delovima gornje i donje ploče sanduka) i poprečnih nosača koji obezbeđuju sadejstvo podužnih u preraspodeli i prihvatanju opterećenja. Pored stvarnih poprečnih nosača nad osloncima i u poljima, kako bi se bolje simuliralo postojeće sadejstvo podužnih nosača dodati su zamenjujući poprečni nosači koji su postavljeni u desetinama raspona. Zbog prslina veličine 0.6 mm na donjoj ploči sanduka, ona je isključena iz nosećeg preseka a njena težina je uneta kao stalno opterećenje.

Razmatrana su sledeća opterećenja:

- Stalna opterećenja: sopstvena težina i stalni teret (superstruktura na objektu prema novoprojektovanom saobraćajnom profilu)
- Korisno - saobraćajno opterećenje: merodavna računska šema za gradske saobraćajnice V600. Uticaji su dobijeni korišćenjem programske opcije "Pokretno opterećenje" programa Tower. Ravnomerno raspodeljeno opterećenje je u proračun uzeto kao površinsko preko zamenjujuće tanke ploče koja je data sa gabaritnim merama kolovozne ploče u horizontalnoj ravni. Ovom opcijom sračunate su anvelope ekstremnih vrednosti uticaja (Tγ, Mz) od saobraćajnog opterećenja u računskim presecima konstrukcije za merodavni položaj glavne trake i vozila na 0.5 m uz ivičnjak zaštitne trake
- Prednaprezanje glavnog nosača: Za sanaciju su usvajajena dva kabla od po 12Ø13 (kabl tip 1 i 2) koji idu uz spoljašnje rebro i jedan kabl 8Ø13 (kabl tip 3) uz unutrašnje rebro. Svi kablovi se ankeruju u nove ankerne blokove. Prenos sile prednaprezanja iz ankernog bloka u postojeći betonski presek ostvaruje se utezanjem betonskog preseka poprečnim, krutim ankerima ∅36mm tipa DYWIDAG ili sličnim. Predloženi kablovi su sistema VSL ili slično, sa užadima sastavljenim od 12, odnosno 8 glatkih žica nominalnog prečnika ∅12,5 mm, klase A, zatezne čvrstoće čelika fpk=1770N/mm^2. Kablovi su spoljni i postavljaju se u plastične cevi, izvan preseka nosača. U zonama sekundarnih nosača i srednjeg poprečnog nosača, oslanjaju se preko novih ankernih blokova AN-2 i AN-3. Trajne sile prednaprezanja koje su korišćene za kontrolu naprezanja glavnog nosača određene su nakon proračuna gubitaka od trenja, uklinjavanja i relaksacije kabla u presecima u trećinama raspona nosača, tj. računskim presecima gde se sile unose u konstrukciju. Ove sile su unete u statički model, u programu “TOWER” kao spoljašnje opterećenje koje deluje na mestima poprečnih i sekundarnih poprečnih nosača. Napadne tačke sila odgovaraju realnom položaju kablova u poprečnom preseku u horizontalnom pravcu, dok su po vertikali redukovane na težište preseka. Prilikom unosa, uzeti su u obzir i horizontalni i vertikalni skretni uglovi, sračunate komponente sila u pravcima osa X (osa tangente na konstrukciju), Y (osa u pravcu radijusa konstrukcije) i Z (vertikalna osa upravna na ravan konstrukcije).
- Uticaj temperature: temperatura u osi štapa $t_0 = \pm 25^0$C, temperaturna promena po visini rebra od +7°C (više zagrejana gornja strana), odnosno -3,5°C.
- Sila kočenja
- Opterećenje vetrom
- Seizmika

4.2 REZULTATI PRORAČUNA

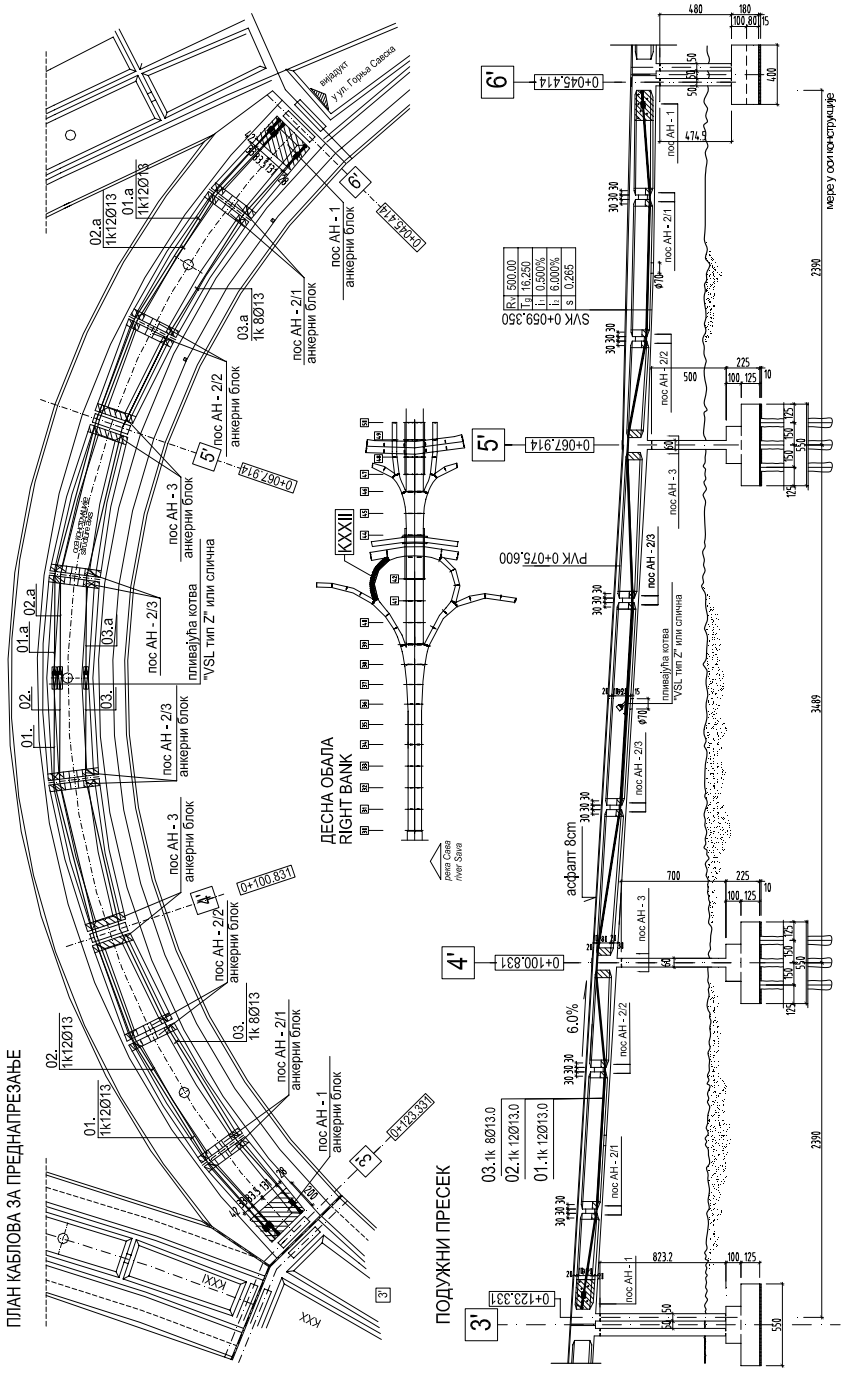
Proračunom roštiljnog nosača pre ojačanja, u presecima u sredini prvog polja i nad osloncem, konstatovano je prekoračenje momenta loma za 3.9%, odnosno 12.5%. Usvojeno ojačanje konstrukcije prednaprezanjem ima za cilj poništavanje ovih uticaja.

U projektu sanacije, prednaprezanje je tretirano kao stalno opterećenje na konstrukciji, a proračun je urađen po teoriji graničnih stanja.

Na osnovu dostupne dokumentacije iz osnovnog projekta, određene su količine ugrađene armature i sračunati momenti nosivosti.. Poređenjem ovih momenata sa računskim, određeni su koeficijenti sigurnosti. Najmanja rezerva nosivosti iznosi 10% za sredinu prvog polja (u gornjoj zoni) i presek nad osloncem, dok su rezerve u ostalim presecima znatno veće i kreću se od 30 do 40%.

Prednaprezanjem sa nesimetričnim rasporedom kablova (dva kabla 12Ø13 uz spoljašnje rebro i jednim kablom 8Ø13 uz unutrašnje) eliminisano je preopterećenje spoljašnjeg rebra za ekstremni slučaj kada se pretpostavi gubitak nosivosti donje ploče, odnosno gubitak jedinstvenosti preseka.

Kontrolom nosivosti glavnog nosača na smicanje, tj. proračunom smičućih napona i analizom ugrađene poprečne armature i kosih uzengija, dokazano je da glavni nosač ima dovoljnu nosivost za prijem ovih uticaja.



Slika 2 - Plan kablova i podužni presek mosta

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Andraž Nedog[1], Nenad Cvetković[2], Vladimir Dimitrijević[3]

SANACIJA MOSTA KRK

Rezime:

Posle dugogodišnje eksploatacije mosta koji spaja kopno sa ostrvom Krkom na površini armirano-betonske konstrukcije skuplja se so nošena jakom burom a hloridi penetriraju kroz zaštitni sloj betona i nagrizaju armaturu. Prema rezultatima istražnih radova beton je uglavnom kontaminiran do dubine glavne armature, pa se do te dubine vrši uklanjanje postojećeg betona, s tim da se glavna armatura ne oslobađa. Nakon uklanjanja kontaminiranog sloja betona vrši se tretiranje očišćene površine betona migrirajućim inhibitorom korozije, zatim nanošenje reparaturnog maltera prskanjem tako da se zaštitni sloj betona povećava za 2 cm u odnosu na prvobitno stanje. Malter mora da zadovolji niz zahteva u smislu prionljivosti, nepropusnosti na hloride, upijanja vode, paropropusnosti i slično, a sve u svrhu što bolje zaštite od agresivnih materija. Posle maltera sledi nanošenje zaštitnog i dekorativnog fleksibilnog sloja u debljini od najmanje 1,5 mm koji dodatno pojačava zaštitu konstrukcije.

REPARATION OF BRIDGE KRK

Summary:

After many years of exploitation of the bridge which connects land to the island Krk, on the surface of reinforced concrete construction there are salt deposits due to the influence of strong winds, and the chlorides penetrate the protective layer of concrete and damage the reinforcement. According to the research results concrete is contaminated to the depth of the main reinforcement, so the concrete is removed to that depth without exposing the main reinforcement. After removing the contaminated layer of concrete, the treatment of the cleaned surface is performed using migrating corrosion inhibitor, and than the mortar for repair is sprayed, which makes the concrete layer 2 cm thicker compared to its original condition. Mortar should meet a number of requirements such as adherence, impermeability to chlorides, water absorption, vapour permeability, all for the purpose of better protection from aggressive material. After the layer of mortar, a flexible 1.5 mm thick layer, used for protective and decorative purposes is then coated in order to intensify the protection of the construction.

[1] dipl.građ.ing, Mapei
[2] dipl.građ.ing, Mapei
[3] dipl.građ.ing, Mapei

1 ISTORIJA

Sedamdesetih godina prošlog veka shvatilo se da bi povezivanje ostrva Krk s kopnom značilo novi život za stanovnike ostrva i dalo mogućnost ekonomskog razvitka kako samog ostrva tako i cele regije. Odlučeno je da se sagradi čvrsta veza između kopna i ostrva. Po dotadašnjim iskustvima u premoštavanju sličnih prostora (Most Šibenik, Most Pag) odabrano je tehničko rešenje povezivanja kopna i Krka armirano-betonskim lučnim mostom ukupne dužine 1.390 m, s rasponskim konstrukcijama koje se sastoje od velikog luka raspona 390 m koji povezuje kopno s manjim ostrvom Sv. Marko i malog luka raspona 244 m koji povezuje ostrvo Sv. Marko s ostrvom Krkom. Gradnja mosta započeta je 1976. godine, a most je pušten u saobraćaj 19. jula 1980. godine. To je tada bio najveći armirano-betonski luk na svetu i za punih 85 m je nadmašio do tada najveći most takvog tipa u Sidneju. Sledećih petnaestak godina Most Krk bio je svetski rekorder u takvom tipu rasponske konstrukcije, a i danas je među najvećima na svetu.

2 PROBLEMI

Uz sve dobrobiti koje je novi most doneo, tokom redovnog održavanja uočeni su negativni uticaji okoline na noseću konstrukciju mosta: nošena jakom burom so se skuplja na površini armirano-betonske konstrukcije mosta, a zatim hloridi penetriraju kroz zaštitni sloj betona i nagrizaju armaturu. Istražnim radovima izvršenim od strane nadležnih institucija došlo se do zaključka da bi nastavak tog procesa mogao da ugrozi stabilnost mosta pa se pristupilo izradi projekta sanacije i zaštite kao i samoj sanaciji. Sanacija se sprovodi u više faza tako da se redom saniraju najugroženiji delovi konstrukcije.

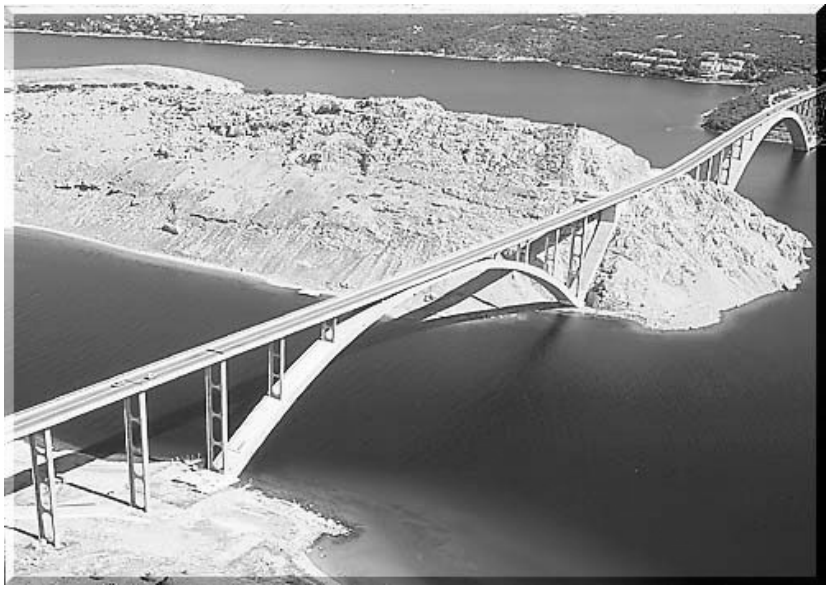
3 PROJEKAT SANACIJE MALOG LUKA

Od jeseni 2004. krenuo je program sanacije malog luka. Istražni radovi zatečenog stanja kao i projekat sanacije urađeni su od strane IGH Zagreb. Projektom sanacije i zaštite su predviđene sledeće faze radova:

- Hidrodinamičko skidanje zaštitnog sloja hloridima kontaminiranog betona u područjima u kojima sadržaj hlorida prelazi 0,4% u odnosu na cement. Prema rezultatima istražnih radova beton je uglavnom kontaminiran do dubine glavne armature, pa se do te dubine vrši uklanjanje postojećeg betona, s tim da se glavna armatura ne oslobađa. U prvoj fazi radova sanacija luka će se sprovesti do visine od 22,5 m iznad površine mora. Očišćena i pripremljena površina betona treba da ima određenu hrapavost radi boljeg prianjanja sanacionog sloja.
- Nakon uklanjanja kontaminiranog sloja betona vrši se tretiranje očišćene površine betona migrirajućim inhibitorom korozije.
- Na očišćenu i inhibitorom tretiranu površinu nanosi se reparaturni malter prskanjem tako da se zaštitni sloj betona povećava za 2 cm u odnosu na prvobitno stanje. Prionjivost maltera na podlogu mora biti veća od 2 N/mm^2, a čvrstoća na pritisak posle 28 dana veća od 50 N/mm^2. Pored toga malter mora da zadovolji još niz drugih zahteva

u smislu nepropusnosti na hloride, upijanja vode, paropropusnosti i slično, a sve u svrhu što bolje zaštite od agresivnih materija. Malter takođe mora da sadrži migrirajuće inhibitore korozije ili mora biti kompatibilan s njima ako se dodaju naknadno pri pripremanju maltera.

- Nanošenje zaštitnog i dekorativnog fleksibilnog sloja u debljini od najmanje 1,5 mm koji dodatno pojačava zaštitu konstrukcije.



Slika 1- Most Krk (pogled sa ostrva)

4 IZBOR SANACIONOG I ZAŠTITNOG SASTAVA

Odlukom investitora Hrvatskih auto-cesta nosilac projekta na sanaciji malog luka je VIADUKT iz Zagreba sa svojim kooperantom firmom KONSTRUKTOR-INŽENJERING iz Splita. Direktni izvođač radova na pripremi podloge i ugradnji svih sanacijskih i zaštitnih slojeva je firma SPEGRA iz Splita. Dogovorom investitora, projektanta i izvodjača odlučeno je da se pre početka radova na sanaciji urade probna polja s materijalima raznih proizvođača i da se nakon izvršenih terenskih i laboratorijskih ispitivanja izvrši odabir materijala koji zadovoljavaju uslove zadate projektom. Nakon provedenih terenskih i laboratorijskih ispitivanja uz saglasnost projektanta, nadzora i investitora, izvođač se odlučio za korištenje MAPEI sanacinog i zaštitnog sastava. Ovaj sastav zadovoljio je sve tehničke zahteve projekta, a u dobrom delu svojstava, jednostavnosti ugradnje i negovanja, pa i ekonomičnosti bio je u prednosti nad konkurencijom.

5 MAPEI SANACIONI I ZAŠTITNI SLOJ

Odabrani MAPEI sanacioni i zaštitni sastav sadrži:

- Tiksotropni vlaknima ojačan reparaturni malter MAPEGROUT T60 uz dodatak internog curinga MAPECURE SRA za dodatnu negu, zaštitu i smanjenje skupljanja u fazi očvršćivanja maltera. Kompatibilnost s migrirajućim inhibitorima korozije proizvođača CORTEC ispitana je i dokazana u centralnoj laboratoriji MAPEI u Milanu. Pripremljeni malter se vrlo jednostavno nanosi prskanjem u jednom sloju do 6 cm debljine. Prionjivost maltera je izvanredna i nije potreban nikakav vezivni sloj. Pre nanošenja maltera potrebno je podlogu dobro navlažiti tako da bude zasićena vodom, a višak vode s površine mora biti uklonjen.
- Dekorativno-zaštitni sastav ELASTOCOLOR u ukupnoj debljini o 1,5 mm. Sastav se sastoji od:
    - temeljnog premaza ELASTOCOLOR PRIMER koji služi za impregnaciju i zaštitu podloge i povećanje prionjivosti sledećih slojeva, a nanosi se valjkom, četkom ili prskanjem
    - jednokomponentne elastične mase ojačane mikrovlaknima ELASTOCOLOR RASANTE SF koja se nanosi gletelicom, četkom, valjkom ili prskanjem.
    - zaštitne i dekorativne boje ELASTOCOLOR PAINT na osnovi akrilnih smola u vodenoj disperziji u RAL-u po izboru investitora. Nakon sušenja boja stvara vodonepropustan, a paropropustan film a površini daje lep estetski izgled.

6 LABORATORIJSKA ISPITIVANJA

Pomenuti sastav površinske zaštite ELASTOCOLOR PRIMER + ELASTOCOLOR RASANTE SF + ELASTOCOLOR PAINT na Institutu građevinarstva Hrvatske podvrgnut je ispitivanjima paropropusnosti, zatezne čvrstoće prijanjanja otkidanjem (Pull-off), kapilarnog upijanja i otpornosti površine na delovanja mraza i soli. Generalni zaključak ispitivanja je bio da je sastav vodonepropustan jer nije bilo moguće izmeriti paropropusnost pri pritisku od 1,0 bara tokom 8 sati. Zatezna čvrstoća prijanjanja otkidanjem je 0,2 N/mm² a pri ispitivanju nije došlo do krtog loma već do razvlačenja srednjeg sloja (ELASTOCOLOR RASANTE). Izmereni koeficijent kapilarnog upijanja vode je 0,03 kg/m² $\sqrt{h}$ a nisu zabeležene promene na površini smrzavanih uzoraka posle 50 ciklusa. Posle ovakvih dobijenih rezultata odabrani materijali za površinsku zaštitu mogli su ući u primenu na samom mostu.

7 ZAVRŠNA REČ

Na opšte zadovoljstvo svih učesnika radovi na primeni sastava uz stalnu kontrolu kvaliteta materijala i radova od stane IGH Zagreb dobro napreduju i posle malog luka sanacija je početa i na većem luku. Izvođači radova iz firme SPEGRA zadovoljni su kvalitetom, jednostavnošću i lakoćom ugradnje odabranih materijala a posle pozitivnih iskustava na sanaciji jednog ovako značajnog objekta kao što je most Krk, MAPEI materijali za sanaciju sve više nalaze primenu i na drugim značajnim objektima.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Srđan Kisin[1], Katarina Janković[2] i Nebojša Ravić[3]

SANACIJA STUBOVA HALE LIVNICE RADIJATORA U ZRENJANINU NAKON POŽARA

Rezime:

Usled požara koji se desio u hali na delu prostorija ''kondenzatori'' došlo je do deformacija noseće konstrukcije i gubitka nosivosti i stabilnosti pojedinih elemenata. Iz navedenog razloga bilo je neophodno pristupiti sanaciji konstrukcije u cilju obezbedjenja normalnih eksploatacionih karakteristika objekta. Projekat sanacije i radove uspešno je realizovala firma Konstruktor konsalting doo iz Beograda u roku od pedeset dana.

Ključne reči: stubovi, sanacija i zavarivanje.

THE COLUMNS REPAIRING AT RADIATOR MODULING HALL ZRENJANIN AFTER FIRE ACCIDENT

Summary:

Due the fire accident that was spreaded from ''condensatore rooms'' main structure was damaged in sence of bearing capacity and stability. These were the reasons that structural reparation work was necessary to retain normal hall exploatation caracteristics. The reparation design including executive work was done by Konstruktor konsalting company from Belgrade in fifty days

Key words: columns, repairing and welding.

[1] Red. prof. FTN u Novom Sadu, Beograd

[2] Dipl. inž. građ., Projektant u firmi Konstruktor konsalting doo, Beograd

[3] Dipl. inž. građ., Tehnički direktor firme Konstruktor konsalting doo, Beograd

POSTOJEĆE STANJE

Na osnovu postojeće dokumentacije utvrdjeno je sledeće:

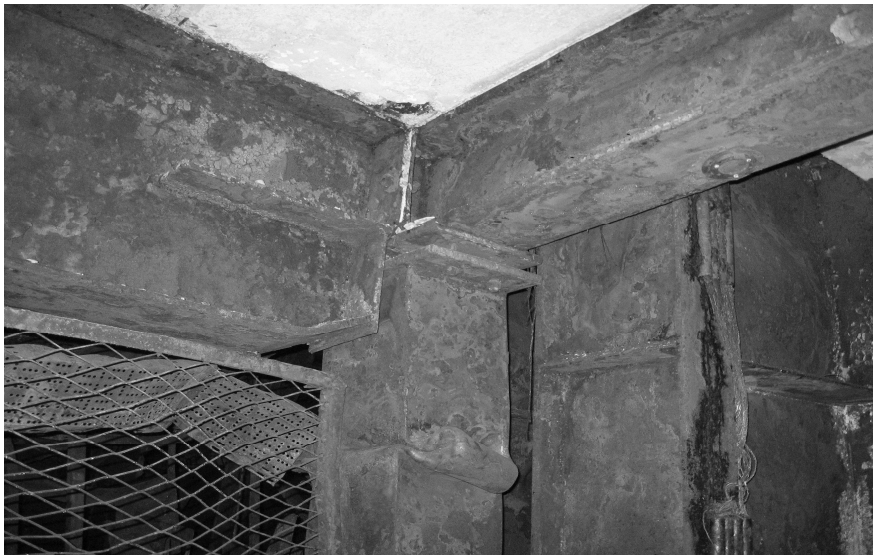
- objekat livnice se sastoji iz dve celine, pripremni deo od osa 1-7 i viša hala od 8-22 ukupne površine cca 13100 m^2 ,
- dilatacija izmedju osa 7 i 8 na spoju više i niže hale kao i u osi L ima dvostruke stubove,
- stubovi su proračunati kao uklješteni sa zglobno oslonjenim krovnim nosačem, formiraju se od zavarenih limova, glavni stubovi su na rastojanju 12.0m i u polovinama raspona su sekundarni stubovi,
- na celoj površini hale nalaze se kranovi, a na delu osa 8-22, kota GIŠ-a je +16.90,
- izmedju osa 8 – 10 nalaze se indukcione peći i kondenzatori do kote +7.20m,
- na koti +7.20 nalazi se tehnološka platforma koja ima nezavisnu konstrukciju od glavne noseće u vidu grednog roštilja i stubova na rastojanju 6.0m. Pod platforme je ab ploča debljine 22cm.
- na delu platforme izmedju osa 8-9, G-N nalazi se komandna sala, ukupne širine 4.0m, sa podom na koti +8.20m i čistom visinom od 3.0m. Prostor na delu ove prostorije izmedju kota 7.20 i 8.20m je predvidjen za smeštaj instalacija.

Nakon sagledavanja situacije na licu mesta i izrade geodetskog elaborata deformisane konstrukcije pristupilo se izradi projekta sanacije.

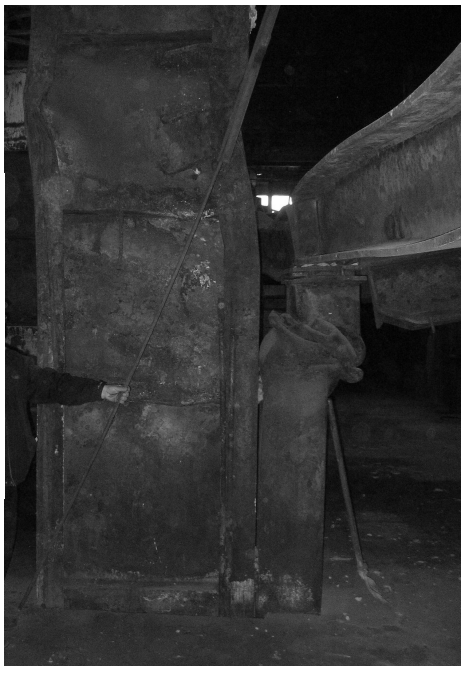
OPIS SANACIJE KONSTRUKTIVNIH ELEMENATA

NOSEĆI STUBOVI

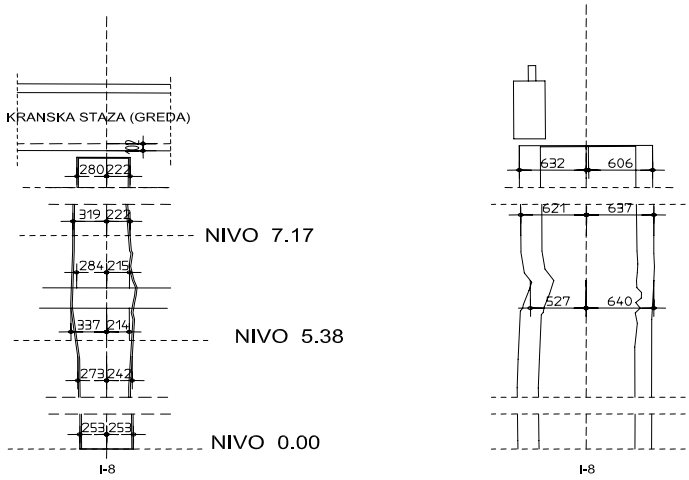
Pri požaru je došlo do ozbiljnih oštećenja glavnih stubova u osi 8, i to L(2 komada), I i D kao i sekundarnih stubova osi 8, i to E ,K i M, dok je stub u osi G delimično oštećen u zoni od +3.60 do +8.20. Ova oštećenja manifestuju se kroz deformacije praćene plastifikacijom materijala u pojedinim zonama (vidi slike 1 i 2). Kako je nivo deformacija veći od tehnički prihvatljivog (H/250) (vidi sliku 3), a ne postoje uslovi za zamenu ovih stubova na koje se istovremeno oslanja i krovna konstrukcija, sanaciono rešenje podrazumeva formiranje novih stubova oko postojećih. Zbog zahteva Investitora da se betonska ploča na koti +3.60 ne oštećuje kao i zbog postojeće čelične konstrukcije koja nosi istu i onemogućava postavljanje sanacionih stubova predmetni stubovi su izvedeni od kote +3.60 do kote +15.90m. Ova odluka je uslovljena time da stubovi nemaju oštećenja od kote ±0.00 do +3.60m.



Slika 1. – Oštećenja konstrukcije platforme na koti +8.20m

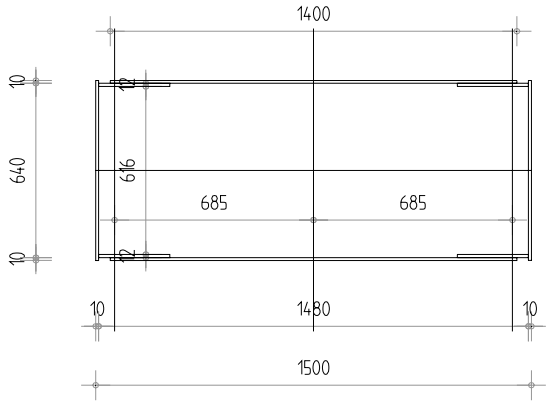


Slika 2. – Oštećenja postojećih glavnih stubova

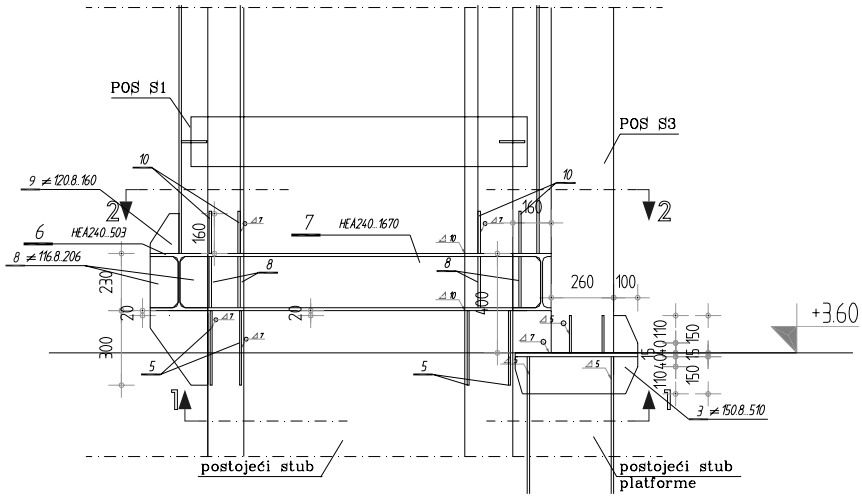


Slika 3. – Geodetski snimak detalj stuba I-8

Sanacioni stub se formira kao složeni presek iz dva zavarena U profila ramovskog tipa sa veznim limovima na rastojanju cca 1100mm (vidi sliku 4). Takav poprečni presek je dimenzija da može da obuhvati postojeći deformisani stub i dimenzionisan je da prihvati uticaje na koje je bio proračunat stari stub hale. Na koti +3.60 veza novog stuba i postojećeg, realizovana je u zavarenoj izvedbi preko sistema formiranog od HEA240 profila koji obuhvata postojeći stub (vidi sliku 5). Na koti +15.90 je realizovana veza sa kranskom stazom u zavarenoj izvedbi sa tangencijalnim ležištem. Novi stub je povezan sa starim u nivoima veznih limova tj na rastojanju cca 1100mm. Spoljne dimenzije stuba su 1500 x 660mm, rebra U profila su od lima debljine 10mm, a nožice od limova debljine 12mm, dok su vezni limovi dimenzija 200x8x1400mm. Montažni nastavak stuba je pomoću podvezica k400.8...616 (rebra) i k225.8...400 (nožice).



Slika 4. – Poprečni presek – glavni sanacioni stub



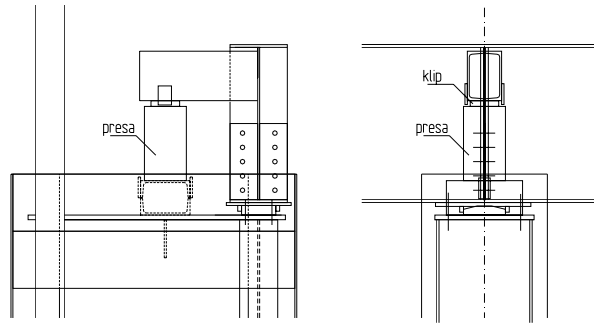
Slika 5. – Veza na koti +3.60m

Slika 6. – Izgled stuba nakona sanacije

KRANSKA STAZA

Geodetskim snimanjem konstatovane su deformacije kranske staze prikazane u grafičkom prilogu 1. Ove deformacije su rezultat pomeranja njihovih oslonaca na mestu stubova u osi 8 od G do N, gde se praktično može tretirati da je stub 8-N ostao u projektovanoj poziciji. Najveće pomeranje je konstatovano na mestu stuba K i iznosi 139mm u vertikalnom smislu, dok je horizontalno odstupanje od osovine 13.3mm. Relativno pomeranje ovog stuba u odnosu na stub D u vertikalnom smislu iznosi 106.3mm, a u odnosu na stub L iznosi 37.2mm. Ova pomeranja nisu izazvala plastične deformacije na kranskom nosaču, izuzimajući delimičnu deformaciju kranske šine iznad stuba u osi L.

Odizanje kranske staze je izvršeno simultano pomoću hidrauličkih presa oslonjenih na sanacione stubove sa redosledom od 8-Ll ka 8-D i 8-Ld i 8-N (slika 7).



Slika 7. – Oslonac prese

Na delu iznad dilatacije tj. kod stubova u osi L izvršena je zamena kranske šine tip 49 u ukupnoj dužini od 3400mm.

ZAKLJUČAK

Stubovi ukupne visine preko 20.0m su nakon požara doživeli ozbiljne deformacije koje su uzrokovale i pomeranja oslonaca kranskih staza. Koncept proevedene sanacije baziran je na formiranju novih stubova oko postojećih. Oslanjanjem na nove oslonačke ploče izvršena je korekcija visinskog položaja kranskih nosača pomoću hidrauličkih presa. Nakon uspešne sanacije Livnica radijatora u Zrenjaninu je u punom pogonu.

LITERATURA

[1] *Glavni arhitektonsko-građevinski projekat Hale livnice Metind - Zrenjanin,* Srbijaprojekt, Beograd, 1978

[2] *Glavni projekat sanacije konstrukcije hale livnice u Zrenjaninu u zoni G-N ose 8,* Konstruktor konsalting d.o.o, Beograd, 2008

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Vladimir Ostojić[1] *Jovan Jović*[2]

ZAMENA PENDELA NEOPRENSKIM LEŽIŠTIMA NA MOSTU PREKO DUNAVA KOD BEŠKE

Rezime:

Prikaz načina zamene nesimetrično zakošenih armiranobetonskih pendela neoprenskim ležištima na stubu S36 drumskog mosta preko Dunava kod Beške. Oba kraja krajnjih raspona dve kontinualne konstrukcije su istovremeno odignuta hidrauličkim presama oslonjenim na specijalno konstruisan jaram od čeličnih cevi. Zatim su pendeli uklonjeni, a u njihovom visinskom gabaritu su izrađene nove ležišne grede i ugrađena nova neoprenska ležišta. U radu su prikazani jarmovi visine skoro 38m1, kao i postupci i problemi u vezi odizanja krajeva kontinualnih konstrukcija čiji rasponi iznose po 45m1, a ukupna reakcija od stalnog opterećenja svakog kraja iznosi ~4300kN.

Ključne reči: odizanje hidrauličkim presama, uklanjanje AB pendela

REPLACEMENT OF THE HINGED-PENDULUM PIERS ON THE BRIDGE OVER RIVER DANUBE NEAR BESKA

Summary:

Presentation of the procedure of desplacement damaged, unsymetric and overbeveled reinforced-concrete hinged-pendulum piers on the pier S36 of the bridge over Danube near Beska. Both ends of leftmost spans of two continuous structeres are simultaneously lifted with hydraulic presses rested on special designed bearing scaffolding of stell pipes. Hereafter this pendulums are removed, and in the same vertical space a new brearing girders are buildt and a new neopren bearings are installed. In this article near 38m1 height bearing scaffolding are shown and also proceedings and problems of lifting of the ends of leftmost spans of continous structures which separatly weigts exceeds ~4300kN.

Key words: lifting with hydraulic presses , removal of concrete pendulums

[1] dipl.građ.inž. vodeći projektant u Sektoru za projektovanje GP „Mostogradnja“, Beograd

[2] dipl.građ.inž. Direktor PC Beograd GP „Mostogradnja“, Beograd

1. UVOD

Ovaj članak se odnosi na način zamene dotrajalih nesimetrično zakošenih armirano-betonskih pendela na stubu S36 drumskog mosta preko Dunava kod Beške.

2. KRATAK OPIS

Obzirom da je most kod Beške u stručnoj javnosti dobro poznat, ovde će se o samom mostu dati samo najopštiji podaci, a nešto detaljnije će se opisati samo zona predmetnog stuba S36. Most je ukupne dužine 2212.55m1 od čega leva inundacija ima 1477.55m1, glavna konstrukcija 570.00m1 i desna inundacija 165.00m1. Širina mosta je 14.40 m1, a kolovoza 11.00m1. Leva inundacija ima ukupno sedam kampada ramovskih konstrukcija svaka sa po pet raspona od 45m1, osim prve S7-S11 koja ima četiri takva raspona po 45m1.Visine nivelete iznad tla u osama stubova su promenljive: od 11.24m1 na prvom srednjem stubu na levoj obali do 59.27m1 kod desnog rečnog stuba glavne konstrukcije. Nad stubom S36 niveleta je 44.62m1 iznad tla. Stub S36 preko armiranobetonskih pendela dimenzija 0.25*6.00*2.00m1 prima reakcije krajeva dve susedne ramovske konstrukcije (krajnje dve kampade ramovske konstrukcije) od kojih svaka ima po pet raspona dužine po 45.00m1.

3. ISTORIJAT

Most je izgrađen 1976.godine. Na njemu je u proteklom periodu bilo nekoliko različitih tipova intervencija (pojačanja glavne konstrukcije, zamene dotrajalih delova pešačkih staza, rekonstrukcije iza NATO bombardovanja) od kojih je za ovu konkretnu temu najinteresantniji podatak da su identični pendeli iznad stubova S11, S16, S21, S26 i S31 takođe zamenjeni neoprenskim ležištima. Kod prva tri niža stuba je to urađeno pre više od deset godina, a kod preostala dva tokom 2006. i 2007. godine.

4. PRETHODNO STANJE PENDELA

Glavni razlog zašto je na prethodno pomenutim stubovima izvršena zamena pendela je to što su im zglobovi bili zahvaćeni korozijom i što je većina imala nejednako zakošene parove pendela. Uzrok korozije: kroz dilatacione sprave kod kojih su neoprenski oluci bili teško oštećeni je godinama procurivala voda sa kolovoza (zimi i slana). U slučaju stuba S36 je zbog istog razloga takođe došlo do korozije. I ovde je bio dodatni ozbiljan problem jer je desni pendel dodatno zakošen (na 10°C gornji deo je pomeren za 12cm1). Ne postoje podaci kako je ovo zakošenje nastalo i kako je vremenom napredovalo. Velika razlika u nejednakoj zakošenosti para pendela na istom stubu daje i dodatnu jednostranu komponentu horizontalne reakcije koja se prenosi na vrh visokog stuba tako da se opasnost od izvijanja stuba značajno povećava. Pri tome je korozija zglobova armature pendela još više doprinela alarmantom stanju s obzirom na činjenicu da ta armatura treba da primi određene uticaje u zglobovima. Podrazumeva se da bi tokom vremena stanje bilo sve nepovoljnije.

Slika 1-Nejednako zakošen par pendela

5. PROJEKAT

Projektom sanacije je predviđeno da se pendeli vade, a u njihovom visinskom gabaritu od vrha stuba do konstrukcije gornjeg stroja se radi nova ležišna greda i na nju postavljaju neoprenska ležišta. U GP „Mostogradnja“ je izrađen projekat čeličnog jarma koji je zbog dosta veće visine stuba S36 drugačiji od jarmova koji su poslužili na prethodnim stubovima. Obzirom da se pokazalo da će radovi na zameni pendela ući u zimski period, kasnije je i taj projekat dopunjen i to tokom samih radova, kako bi se jaram u potpunosti pripremio za očekivani duži period niskih temperatura. Svi prethodni jarmovi su gore imali čvrste veze cevi sa konstrukcijom gornjeg stroja (sa potpunim trenjem), a sada su na tim mestima ugrađene klizne prohron/teflonske ploče. Ove ploče treba da proklizaju samo u ekstremnim uslovima izuzetno niskih temperaura i tako bi se izbegla opasnost prevelikih podužnih deformacija elemenata jarma, naročito nosećih vertikalnih cevi koje su naponski potpuno iskorišćene. S obzirom da prohron/teflonske ploče proklizavaju i u poprečnom pravcu, za slučaj eventualnog zemljotresa kao i za prijem jakih vetrova u gornjim delovima jarma su ugrađeni čelični graničnici- tzv. „viljuške“, po jedna za svaki kraj dve susedne mostovske konstrukcije.

Slika 2 – Jaram kod stuba S36

6. UKLANJANJE PENDELA

I pre same operacije sečenja i uklanjanja pendela, čim je jaram montiran, aktivirane su hidrauličke prese kako bi se pomoglo oštećenim i zakošenim pendelima. Jaram je montiran prvobitno bez pomenutih prohron/teflonskih ploča. Pri većim temperaturnim promenama vršene su intervencije na hidrauličkim presama radi prilagođavanja različitim temperaturnim dilatacijama betona stuba u odnosu na čelične cevi jarma.

Sama operacija uklanjanja pendela imala je sledeći tok:
1. Oba pendela su vertikalno isečena testerom za beton, svaki sa po četiri reza. Pojedini delovi odnosno petine pendela su pojedinačno u proseku težili nešto preko 1.5 t, a takve težine i gabariti su određene na osnovu pripremljenih sredstava za pomeranje i spuštanje pendela na tlo. **2.** Otpuštene su hidrauličke prese (jedna po jedna) i montirana dodatna privremena ležišta sa teflonom i prohronom. **3.** Ponovno su aktivirane prese pojedinačno za svaku cev jarma. **4.** Sledi ugradnja i aktiviranje "viljuški" za prijem horizontalnih uticaja što je obezbeđenje za prijem bočnih sila za nastupajuću fazu kada se pendeli uklone. **5.** Izjednačuju se pritisci u svih šest hidrauličkih presa kako bi se sile u cevima jarma uravnotežile. **6.** Sledi štemovanje betona zglobova uz čuvanje vertikalne armature. **7.** Zatim se ubacuju privremene čelične kajle u oštemovane zone. Razlog – s obzirom da ovaj posao duže traje, neminovna je faza kada su pojedini delovi mostovske konstrukcije „mekše", a drugi „tvrđe" oslonjeni što može dovesti do

neželjenih dodatnih neravnomernih uticaja u elementima krajeva mostovske konstrukcije, a naročito na krajnjim poprečnim nosačima.

Slika 3 – Faza vađenja dela pendela

8. Sledi novo usaglašavanje sila u pojedinim cevima jarma obzirom na činjenicu da je tokom štemovanja i kasnije podpakivanja zglobova svakako moralo doći do izvesne neravnomernosti u kojoj su učešće imale i neizbežne temperaturne promene. Pomenuta neravnomernost opterećenja cevi je bila očigledna iz činjenice da su se u nekim zonama ogoljene vertikalne šipke armature zglobova malo iskrivile. **9.** Zatim se buše rupe za provlačenje sajli za privremeno prihvatanje delova pendela kao i za manipulaciju sa njima. **10.** Ugrađuje se alat za prihvat i manipulaciju delova pendela. To su montažni čelični konzolni elementi koji se preko ankera ugrađuju u krajnje poprečne nosače mostovske konstrukcije. Na ovim konzolama je ugrađen pokretni kotur sa žlebom preko koga se previja noseća sajla kojom se pomoću električnog vitla dole na tlu vrši prvo naginjanje gornjeg dela pendela, zatim horizontalno podužno izvlačenje pendela do izvan ivice betona stuba i najzad postepeno vertikalno spuštanje do tla. Kotur može da se slobodno okreće u osnovi, a preko vešaljki od čeličnih flahova i rolera je oslonjen na gornji pojas konzole tako da je pokretan i u podužnom pravcu.Ovakav sklop je funkcionalan pod svim potrebnim uglovima zahvata noseće sajle. Na kraju čelične konzole je ugrađen graničnik, a podužno pomeranje se kontroliše pomoću sajle provučene kroz rupu u pendelu. Na sajlu se deluje „sajlcugom“ oslonjenim na zadnju stranu pendela. **11.** Obezbeđuje se deo pendela neposredno pre sečenja armature zglobova. To se vrši sistemom horozontalnih sajli kroz unapred izbušene rupe, kombinovano sa delovanjem glavne sajle sa električnim vitlom. Horizontalne sajle se aktiviraju – zatežu takođe pomoću „sajlcuga“. U prvoj fazi se delovi pendela na jednoj strani (na primer novosadskoj) vezuju pomoću pomenutih horizontalnih sajli sa svojim parovima na suprotnoj strani (beogradskoj). Kada za vađenje ostanu delovi pendela samo na jednoj strani, onda se sajle za obezbeđenje pre sečenja armature ankerišu u delove konstrukcije i aktiviraju na isti način. **12.** Sama faza naginjanja i podužnog pomeranja delova pendela se vrši usaglašenim

delovanjem horizontalnih sajli pomoću „sajlcuga“ i glavne dugačke sajle sa električnim vitlom na tlu. **13.** Na kraju sledi **v**ertikalno spuštanje do tla.

Slika 4 – Ostali su delovi pendela samo na jednoj strani

Izrada nove ležišne grede i ugradnja neoprenskih ležišta rađena je na uobičajen način. Ovde je glavni problem bio relativno mali radni gabarit između vrha stuba i konstrukcije, kao i dizanje unapred pripremljenih koševa armature na veliku visinu.

***Napomena*:** Odgovorni rukovodilac radova na gradilištu Jovan Jović, dipl.inž.građ., šef gradilišta Nenad Radmanović, dipl.inž.građ., oba zaposlena u Profitabilnom centru „Beograd“, GP „Mostogradnja“ AD, Beograd.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Vladimir Ostojić[1] *Zorica Đurović Kocić*[2]

REHABILITACIJA DRUMSKOG MOSTA PREKO BOSUTA

Rezime:

Rehabilitacija teško oštećenog mosta na autoputu Beograd-Šid, izgrađenog 1948. godine. Most je armirano-betonska konstrukcija raspona 38+65+38m. Unutar velikog raspona su Gerberovi zglobovi. Umetnuta konstrukcija je raspona 26m. Razaranje betona i jaka korozija armature je zahvatila sve donje kratke elemente zglobova i veći deo gornjih. Rehabilitacija je obuhvatila ojačanje elemenata zglobova čeličnim limovima i prednaprezanjem visokovrednim zavrtnjevima. Prilikom izvođenja radova, umetnuta konstrukcija težine 450t je prihvaćena kablovskim sajlama i privremeno odignuta hirdrauličkim presama oslonjenim na posebno konstruisanu čeličnu skelu.

Ključne reči: odizanje presama, prednaprezanje visokovrednim zavrtnjevima

REPARATION OF THE BRIDGE OVER RIVER BOSUT

Summary:

Reparing works on the bridge on highway Belgrade-Šid, which was built in 1948. The bridge structure is of reinforced concrete over three spans 38+65+38m1. Gerber joints are inside main span. Side structures are with four box girdes, with variable height. Inner structure with span of 26m1 contein eight main girders. Destruction of concrete and strong rust of reinforcement entagled all of bottom and more of top short elements. Elements of joints are strengthened with steell plates and prestressed with highquality screws. Inner structure which weight is 450 t has been taken with cable tendons and lifted with hydraulic pumps rested on special designed steell scaffolding.

Key words: lifting with hydraulic yacks, prestressing with highquality screws

[1] dipl.građ.inž. vodeći projektant u Sektoru za projektovanje GP „Mostogradnja“, Beograd

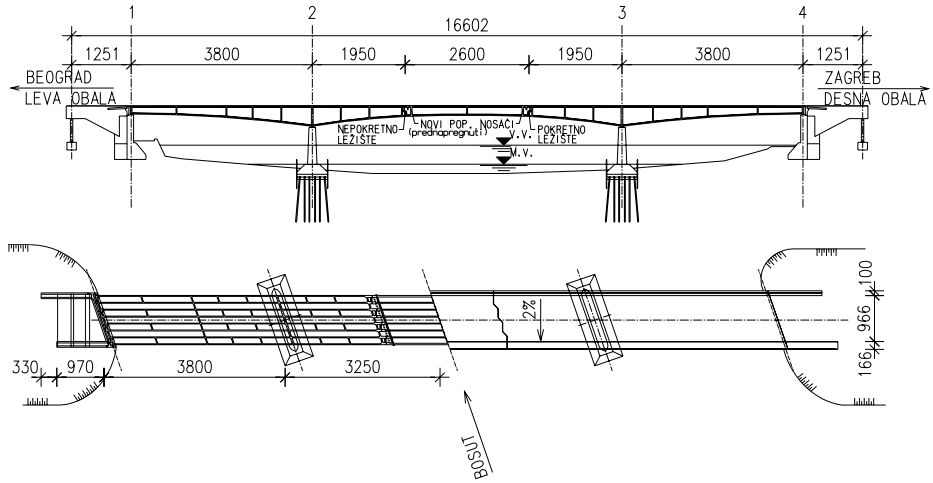
[2] dipl.građ.inž. vodeći projektant u Sektoru za projektovanje GP „Mostogradnja“, Beograd

1. UVOD

Ovaj članak se odnosi na rehabilitaciju armirano-betonskog mosta preko Bosuta na levoj traci autoputa Beograd-Šid.

2. KRATAK OPIS

Most je armiranobetonska gredna konstrukcija raspona 38.0+65.0+38.0=141.0m1. Konstrukcija ima tri celine-dve bočne i jednu umetnutu konstrukciju. Svaka od dve bočne konstrukcije je dužine po 57.5m1 od čega su 38.0m1 rasponi krajnjih polja, a 19.5m1 konzolni ispusti preko rečnih stubova, unutar srednjeg polja. Znači, unutar srednjeg polja između dva Gerberova zgloba, umetnuta konstrukcija ima raspon od 26.0m1. Levi Gerberov zglob, ka Beogradu je nepokretan, a desni, ka Šidu pokretan. Ukupna širina mosta je 1.00+9.66+1.66=12.32m1. Most je u osnovi zakošen 19°. Bočne konstrukcije čine po 4 sandučasta nosača svaki širine po 1.60m1 i promenljive visine: od 1.70m1 na krajevima do 4.25m1 iznad rečnih stubova i 2.18m1 na krajevima prepusta, kod Gerberovih zglobova. Umetnutu konstrukciju čine osam "T"nosača i kolovozna ploča iznad njih. Stubovi su armiranobetonski, a fundiranje stubova je na Franki šipovima.



Slika 1- Dispozicija mosta

3. ISTORIJAT

Most je izgrađen 1948.godine, a proračun je urađen za tada važeće PTP 5 propise za saobraćajno opterećenje (bez vojnog vozila M-25). U toku osamdesetih godina urađeno je nekoliko intervencija na mostu. Zbog ulegnute nivelete u zoni umetnute konstrukcije, u središnjem rasponu dodat je nadsloj promenljive debljine (od~3 do ~11cm1). Zbog povećanja težine, a radi boljeg ujednačenja reakcija, tada su na krajevima prepusta umetnute konstrukcije izrađeni dodatni prednapregnuti armiranobetonski poprečni nosači. Takođe je kolovoz proširen

na račun nizvodne pešačke staze. Tada su izvršena i značajna pojačanja obalnih stubova (podebljanja zidova, zatege između krilnih zidova, nova neoprenska ležišta umesto starih čeličnih). Umetnuta konstrukcija nije odizana pa su sanirane samo dostupne površine Gerberovih zglobova.

U tom periodu je izgrađen novi most na desnoj strani autoputa paralelno predmetnom mostu.

4. STANJE PRE REHABILITACIJE

Detaljan pregled je izvršen u nekoliko faza i obuhvatio je sve dostupne elemente, uključujući i unutrašnjost sanduka. Projekat rehabilitacije je rađen na osnovu podataka iz konačnog izveštaja o detaljnom pregledu od 29.06.2007. godine. Ukratko će se navesti samo najveća oštećenja: Gerberovi zglobovi - teška oštećenja naročito donjih kratkih elementa, od kojih su većina u raspadanju do dubina i preko 10-tak cm uz tešku koroziju noseće armature; gornji kratki elementi su u nešto boljem stanju, mada se pre odizanja umetnute konstrukcije stvarno stanje nije moglo realno sagledati; na kolovozu - mnogo udarnih rupa tako da se na više mesta vidi i goli, oštećeni beton kolovozne ploče; unutar sanduka se vidi da kolovozna ploča procuruje na mnogo mesta i da je na tim mestima armatura korodirala; ni jedan od više slivnika više nije aktivan, a voda sa spoljašnjih strana odvodnih cevi procuruje unutar sanduka; sva ležišta su propala, naročito stara čelična, na Gerberovim zglobovima; sve dilatacione sprave su oštećene i mnogo procuruju;

Slika 2 – Oštećenja umetnute konstrukcije

umetnuta konstrukcija je na mnogo mesta blokirana tako da se dilatacioni „rad“ usled promene temperature prenosi na celu dužinu mosta, a zaglavljeni krajevi kratkih elemenata se dodatno oštećuju.

5. PROJEKAT REHABILITACIJE

Najvažniji deo rehabilitacije je svakako sanacija teško oštećenih i po stabilnost mosta opasnih Geberovih zglobova. Zato će se težište opisa odnositi baš na pomenute zglobove, a ostali radovi će se navesti samo ukratko i po ukazanoj potrebi. Prvo je analizirana varijanta sa kontinuiranjem zglobova. Pri tome nije pronađeno adekvatno rešenje koje bi zadovoljilo sve neophodne zahteve, kako statičke tako i izvođačke. Razlozi su: velike izmene u statičkom sisitemu koje bi se odrazile na celu konstrukciju, uključujući i stubove; pri tome bi bila neophodna pojačanja gotovo celom dužinom glavnih elemenata konstrukcije; tehnološki veoma komplikovano izvođenje kontinuiranja u uslovima izuzetnih ograničenja kako prostora tako i pristupa. Na zglobovima se zapravo ništa ozbiljnije nije moglo sanirati bez odizanja umetnute konstrukcije. Zato je konačno i zaključeno da se umetnuta konstrukcija mora odići. Dosadašnji statički sistem se u potpunosti zadržava, a time se smanjuje potreba za obimnim dodatnim radovma.

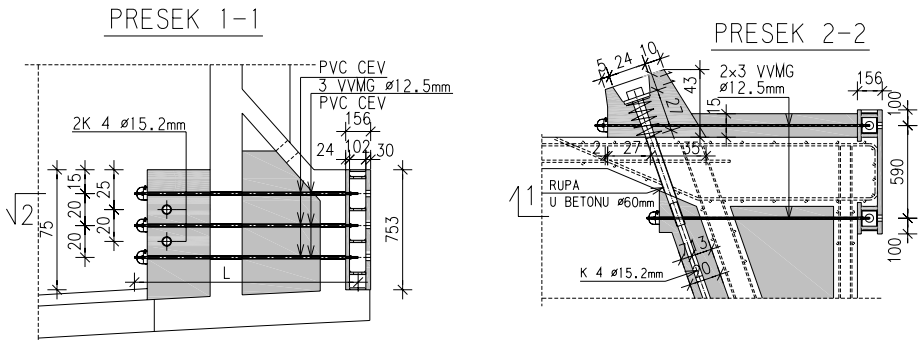
Slika 3 - Odizanje umetnute konstrukcije

5.1 ODIZANJE UMETNUTE KONSTRUKCIJE

Operacija odizanja umetnute konstrukcije zahtevala je izradu jarmova od čeličnih cevi Ø 600mm, L~30m1. U blizini krajeva umetnute konstrukcije po 4 šipa su pobijena kroz unapred otvorene privremene rupe u kolovoznoj ploči. Jarmovi su poslužili kao oslonci presama pomoću kojih je povlačenjem kablova realizovano odizanje. Prethodno je umetnuta konstrukcija olakšana uklanjanjem asfalta i betonskog nadsloja kao i montažnih ploča pešačkih staza, ivičnjaka i odbojne ograde. Pripreme su obuhvatile i oslobađanje dilatacionih sprava i ležišta kod Gerberovih zglobova. Umetnuta konstrukcija težine oko 450 tona prihvaćena je sa ukupno četiri užeta od kablovskih sajli 11 Ø 15.2mm i odignuta za oko 1.70m1 korišćenjem četiri hidrauličke prese odgovarajuće nosivosti.

5.2 SANACIJA ELEMENATA GERBEROVIH ZGLOBOVA

Glavni radovi na sanaciji donjih kratkih elemenata su: uklanjanje zona teško oštećenog betona; čišćenje armature peskarenjem; nadoknada svih teže oštećenih šipki zavarenim armaturnim podvezicama; formiranje pravilnih stepenastih nastavaka betoniranja koje je podrazumevalo dublja štemovanja i nešto van neposredno oštećenih zona; formiranje čeličnih kutija-držača oko krajeva kratkih elemenata na jednoj strani i izrada ankernih blokova pozadi krajnjih poprečnih nosača na prepustima bočnih konstrukcija na drugoj strani (praktično se radi dodatni, unutrašnji prednapregnuti poprečni nosač); provlačenje visokovrednih zavrtnjeva Ø12.5mm (za svaki kratki element po šest komada, simetrično po tri sa svake strane); plombiranje prostora unutar čeličnih kutija sitnozrnim betonom; utezanje visokovrednih zavrtnjeva, svakog na po 130kN.



Slika 4 – Sanacija donjih kratkih elemenata

Ukupna horizontalna podužna sila koja je ostvarena na jednom kraju prepusta bočne konstrukcije iznosi oko 4800 kN. Ova podužna sila približno odgovara maksimalnoj reakciji umetnute konstrukcije. Glavna funkcija pomenute podužne sile je da u potpunosti monolitizuje sanirane krajeve kratkih elemenata tako da se potpuno isključuju slabe zone nastavaka stari-novi beton. Čelične kutije anuliraju i konstruktivno slaba mesta na kojima se glavna noseća armatura kratkih elemenata suviše rano povija. Čelične kutije su i dobra zašita ovih osetljivih elemenata.

U toku radova, kada je izvršeno odizanje umetnute konstrukcije, videlo se da je i dobar deo gornjih kratkih elemenata takođe oštećen. Za sedam od ukupno šesnaest ovakvih elemenata primenjen je gotovo identičan postupak sanacije sa čeličnim kutijama i prednapregnutim visokovrednim zavrtnjevima, a preostalih devet je očišćeno, sanirano i zaštićeno oblaganjem karbonskim tkaninama SIKAWRAP. Zatim su u zonama Gerberovih zglobova ugrađena nova neoprenska ležišta.

Pri formiranju čeličih kutija posebno se vodilo računa o gabaritima zglobova. Isto tako, pre spuštanja izvršena je kontrola čeonih vertikalnih površina i urađene su neophodne intervencije da bi se izbeglo zaglavljivanje. Posle spuštanja je skela uklonjena, a otvori za prolaz šipova i kablova su plombirani uz obnovu presečene armature.

5.3 OSTALI RADOVI

Ostali radovi na rehabilitaciji su uobičajeni. Od zahvata koji se odnose na „rad“ statičkog sistema konstrukcije, na krajevima mosta su izrađeni armirano-betonski kontratereti (unutar betonskih sanduka i između njih) čime je anulirano smanjenje koeficijenta sigurnosti protiv preturanja bočnih konstrukcija oko srednjih stubova zbog težina dodatno ugrađenih elemenata u zonama Gerberovih zglobova. I na obalnim stubovima su ugrađena nova neoprenska ležišta.

Napomena: Projekat je urađen u Sektoru za projektovanje, [odgovorni projektant je Vladimir.Ostojić, dipl.građ.inž., projektant je Zorica Đurović Kocić, dipl.građ.inž., unutrašnja kontrola je Zoran Canić, dipl.građ.inž., odgovorni projektant skele je Dušan Nikolić, dipl.građ.inž.], a radove je izveo PC „Novi Sad“ , svi u sastavu GP „Mostogradnja“ AD, Beograd.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Saša Đorđević [1], Žikica Tekić [2]

IDEJNI KONSTRUKTIVNO-STATIČKI PROJEKAT SANACIJE I REKONSTRUKCIJE ČELIČNE KONSTRUKCIJE ZATVORENOG BAZENA

Rezime:

Konstrukcija zatvorenih bazena je oduvek bila izazov u smislu oblikovanja i savladavanja velikih raspona. Međutim, svojom agresivnošću je ograničavala mogućnosti konstruktera. U kojoj meri i kako jedna takva sredina može uticati na konstrukciju predmet je analize konstrukcije zatvorenog bazena u Šapcu posle perioda eksploatacije.

Ključne reči: sanacija, čelična konstrukcija, rekonstrukcija, korozija, bazen.

STATICALLY- STRUCTURAL PROJECT OF RECOVERY AND RECONSTRUCTION A STEEL CONSTRUCTION OF A ENCLOSED POOL

Summary:

Structure of an enclosed pools is design and long apperture challenge. But, his environment is verz aggressive, and restrict their potentiality. How this environment may effect to an construction, is topic of analyse of the enclosed pool construction in Šabac after service period.

Key words: recovery, steel construction, reconstruction, corrosion, pool.

[1] Asistent pripravnik, Arhitektonski fakultet, Beograd
[2] Dr, docent, Arhitektonski fakultet, Beograd

TEHNIČKO OBRAZLOŽENJE

Činjenica da je čelična konstrukcija objekta bila godinama izložena vlažnoj sredini i procesu kondenzacije, ukazala je na potrebu da se ona detaljno pregleda i da se ustanovi u kom je stepenu proces korozije zahvatio površine čeličnih elemenata konstrukcije. Sprovedenom ekspertizom je utvrđen stepen oštećenja poprečnih preseka čeličnih elemenata i mogućnost njihove sanacije, odnosno rekonstrukcije čelične konstrukcije u celini, kako bi se, nakon izvedenih radova na sanaciji i rekonstrukciji, objekat mogao ponovo staviti u upotrebu.

Detaljni vizuelni pregled čelične konstrukcije je obuhvatio sledeće elemente:

- primarne (glavne) krovne nosače,
- sekundarne krovne nosače,
- nosače plafonske obloge,
- nosače fasadne obloge od poliestera,
- stubove,
- horizontalne elemente u fasadnim ravnima,
- vertikalne spregove u fasadnim ravnima,
- podužne i poprečne spregove u krovnoj ravni,
- nosače pešačkih staza za održavanje,
- nosače uređaja za ventilaciju i grejanje.

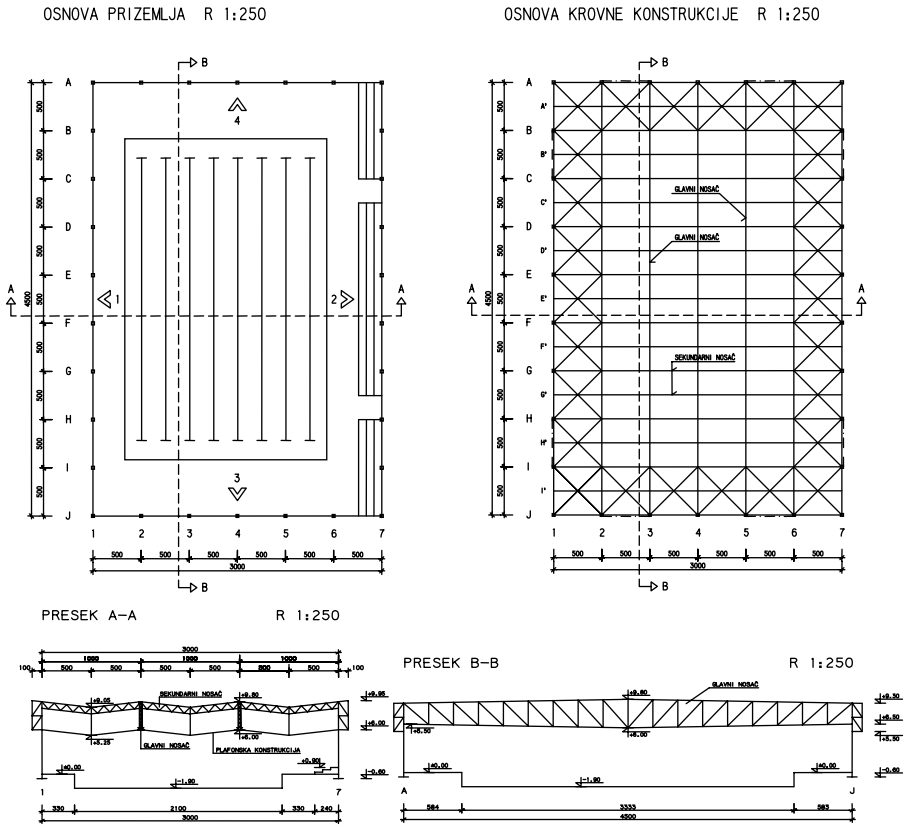
Pregled konstrukcije je obuhvatio kontrolu:

- čeličnih elemenata (štapova), duž njihovih podužnih osa,
- međusobne veze čeličnih elemenata (štapova) na njihovim krajevima (čvorove).

S obzirom na veliki broj elemenata čelične konstrukcije u strukturi objekta, u nastavku će biti šematski prikazan njihov položaj, u okviru grafičkih priloga, koji čine:

- osnova prizemlja,
- osnova krovne konstrukcije,
- karakteristični preseci,
- izgledi čelične konstrukcije.

Slika 1 – Izgled unutrašnjosti bazenske hale i primarnog krovnog nosača



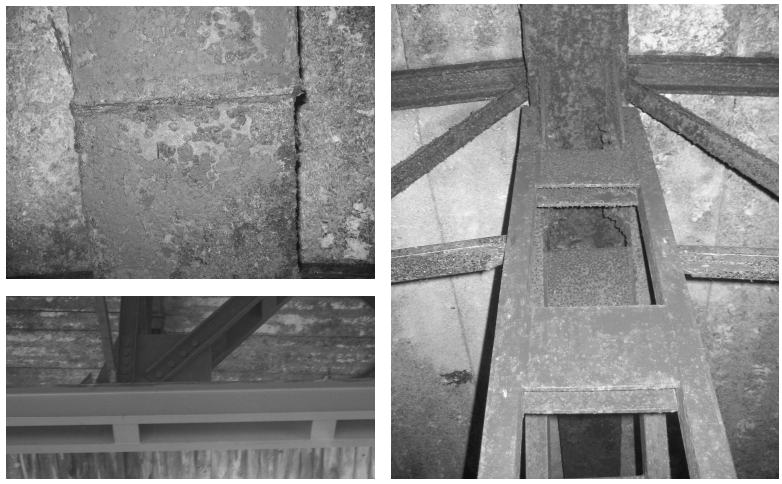
Slika 2 – Šematski prikaz konstrukcije bazenske hale

1. ANALIZA OŠTEĆENOSTI KONSTRUKCIJE

Primarni krovni nosači su rešetkasti elementi, statičkog sistema proste grede, koji leže u osama 3 i 5. Formirani su od štapova složenih poprečnih preseka i to:

- štapovi gornjeg pojasa – 2U 260 (pri osloncima) i 2U 260+2U 120 (ostali štapovi),
- štapovi donjeg pojasa – 2U 260, međusobno spojeni limovima debljine 8 mm,
- štapovi ispune (dijagonale i vertikale) – 2U 160 – 2U 80, u zavisnosti od položaja u strukturi nosača.

Oba nosača su detaljno vizuelno pregledana i na osnovu toga, kao i na osnovu priložene foto dokumentacije, može se konstatovati da su štapovi bliži krajevima i vrhu objekta vidno oštećeni korozijom, dok su štapovi na nižim delovima manje oštećeni, skoro da nisu zahvaćeni korozijom. To se može opravdati time da su oštećeniji štapovi u zonama većih kondenzovanja vlage, gde je i veća temperaturna razlika i veća zasićenost vazduha vlagom. Ujedno, niži delovi konstrukcije su bili vidni (ispod nivoa spuštenog plafona), pa su shodno tome i češće bojeni i time zaštićeni od vlage. Po površini oštećenih štapova je uočljivo raslojavanje površinskih slojeva izazvano korozijom. Boje skoro da nema na tim površinama.



Slika 3 – Štapovi primarnog krovnog nosača

Isto se može zaključiti kad su u pitanju oštećenja čvornih veza – kod čvorova u blizini oslonaca, površinska oštećenja na čvornim limovima su evidentna po celoj površini čvorne ploče, dok su ista ta oštećenja na čvornim limovima, kod čvorova prema slemenu nosača, prisutna samo u gornjoj polovini čvorne ploče (prema mestu veze čvornog lima za pojasni štap). Zavrtnjevi upotrebljeni za vezu štapova ispune sa čvornim limom, u pojedinim čvorovima (bliže osloncima), imaju oštećen, jedva prepoznatljiv oblik navoja, kao i glavu, odnosno navrtku zavrtnja, koje više nemaju prvobitni šestougaoni oblik. Pretpostavka je da je telo zavrtnja zdravo, bez smanjene površine poprečnog preseka.

Slika 3 – Čvorne veze primarnog krovnog nosača

Gotovo su identična oštećenja ostatka konstrukcije – sekundarne konstrukcije, nosača fasadne obloge, spregova... Sekundarni krovni nosači su rešetkasti elementi, statičkog sistema proste grede, koji po gornjem pojasu nose durisol ploče, a po donjem plafonsku oblogu. Karakteristično za te nosače je to da nosači više ne leže u vertikalnoj ravni, naime, došlo je do izbočavanja donjeg, zategnutog pojasa, s obzirom na njihov upušten oblik. Razloge za uočenu

pojavu, u središnjem delu objekta, treba tražiti u mogućem neravnomernom opterećenju, dominantnom upravo na tom delu krova, izazvanom nagomilavanjem snega, s obzirom na geometriju nosača. Stanje ovih nosača je kritično, sa velikim smanjenjem površine poprečnog preseka i debljine nožice i rebara elemenata gornjeg i donjeg pojasa.

Slika 3 – Prikaz štapova i čvornih veza ostalih elemenata konstrukcije

2. ZAKLJUČAK

Generalno se može zaključiti da je konstrukcija napadnuta u istoj meri, naravno, u zavisnosti od izloženosti konstrukcije štetnim dejstvima, međutim, s obzirom na dimenzije elemenata i debljine tih elemenata, sekundarna konstrukcija i nosači fasadne obloge su procentualno više oštećeni i površina njihovog poprečnog preseka je kritično umanjena, pa se postavlja pitanje daljeg funkcionisanja tih elemenata konstrukcije i objekta u celini. Takođe, konstrukcija je oštećenija u nevetrenim delovima objekta pošto je i zasićenost vlagom veća.

Na osnovu izvršenog detaljnog pregleda čelične konstrukcije objekta, kao i na osnovu konstatovanih činjenica, iznetih u okviru tehničkog obrazloženja, u tabeli 1 je prikazana vrsta intervencije koja se predlaže, pojedinačno za sve elemente čelične konstrukcije.

Tabela 1 – Tabela intervencija

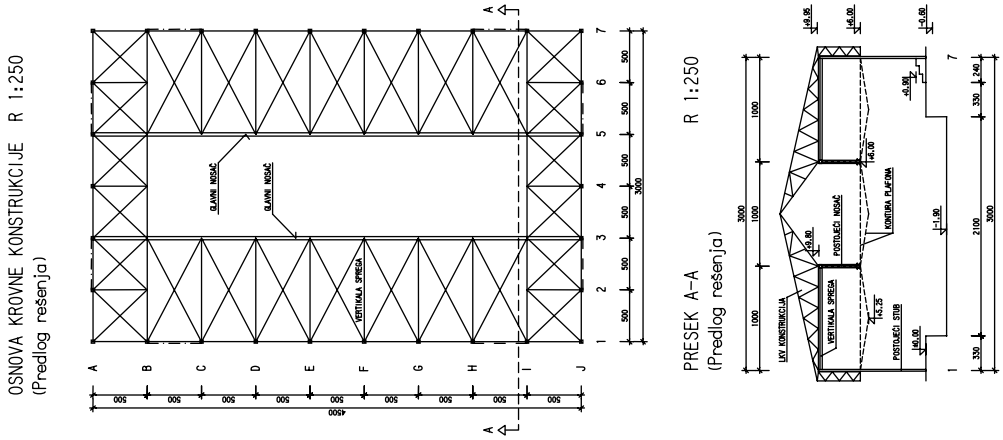
	Čelični elementi	*Vrsta intervencije*
1.	*Primarni (glavni) krovni nosači*	***sanirati ****
2.	*Sekundarni krovni nosači*	*ukloniti / zameniti ***
3.	*Nosači plafonske obloge*	*ukloniti / zameniti **i*
4.	*Nosači fasadne obloge od poliestera*	*ukloniti / zameniti **i*
5.	*Fasadni čelični stubovi*	***sanirati ****
6.	*Horizontalni čelični elementi u fasadnim ravnima*	***sanirati ****
7.	*Vertikalni spregovi u fasadnim ravnima*	***sanirati** / ukloniti **
8.	*Podužni i poprečni spregovi u krovnoj ravni*	***sanirati** / ukloniti **
9.	*Nosači pešačkih staza*	*ukloniti / zameniti***
10.	*Nosači uređaja za ventilaciju i grejanje*	*ukloniti / zameniti***

** sanacija elemenata čelične konstrukcije objekta podrazumeva skidanje korodiralih slojeva peskarenjem, kao i ponovnu zaštitu konstrukcije.*
*** zavisi od rešenja novoprojektovane konstrukcije.*

3. PREDLOG REŠENJA

U vezi sa prethodnim zaključkom, predlaže se formiranje nove konstrukcije krova, uz prethodno skidanje slojeva postojećeg krova. Novoprojektovana konstrukcija se sastoji od:

- Čeličnih elemenata koji formiraju podužne i poprečne spregove,



- Krovne drvene konstrukcije u sistemu LKV, uključujući i fasadne nosače, čije rešenje može da se prilagodi projektnom zadatku, oblikovnim zahtevima i drugim potrebama.
- Plafonske konstrukcije u sistemu LKV, koja svojim rešenjem može vratiti prvobitnu formu plafonske ravni ili formirati horizontalnu plafonsku ravan.

Moguće je smanjenje opterećenja primenom sistema lakih krovnih vezača za formiranje novoprojektovane krovne strukture, uz upotrebu nekog od lakih krovnih pokrivača i do 30%, što sa aspekta nosivosti može biti od posebnog značaja.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Slobodan Ranković[1], Radomir Folić[2], Dragana Glavardanov[3]

POJAČAVANJE AB GREDA FRP MATERIJALIMA LEPLJENJEM NA POVRŠINI I ARMIRANJEM UNUTAR PRESEKA

Rezime:

U radu je analizirana primena savremenih metoda pojačavanja armiranobetonskih (AB) greda upotrebom elemenata od FRP materijala (polimera ojačanih vlaknima, tj. vlaknastih kompozita). Uporedno su analizirane dve osnovne tehnike pojačavanja AB greda primenom kompozitnih vlakana (FRP). Prva je metoda spolja lepljenih laminata (engleska skraćenica EBR) i druga metoda postavljanja FRP šipki unutar zaštitnog sloja betona, tj. blizu površine greda (NSM metoda). Za uporednu analizu korišćeni su dostupni eksperimentalni rezultati, iz literature, o nosivosti greda pojačanih na pomenuta dva načina za isti procenat armiranja.

Ključne reči: Pojačavanje, FRP kompoziti, lepljenje laminata, FRP šipke

RC BEAMS STRENGTHENING USING EXTERNALLY BONDED AND NEAR SURFACE REINFORCED FRP COMPOSITES

Summary:

This paper analyzes the application of modern strengthening methods for reinforced concrete (RC) beams using fiber-reinforced polymer (FRP) materials. At the same time, two basic strengthening techniques for RC beams using FRP composites are analyzed. The first method is the method of externally bonded reinforced (EBR) laminates and the second is the method of near-surface mounted (NSM) FRP reinforcement. For a comparative analysis, available experimental results from the literature are used, considering the capacity of beams strengthened by two previously mentioned methods and for same percentage of reinforcement.

Key words: Strengthening, FRP composite, EBR laminate, FRP bar

[1] Mr , asistent, Građevinsko-arhitektonski fakultet, Niš
[2] Dr, profesor emeritus, Departman za građevinarstvo Fakulteta tehničkih nauka, Novi Sad
[3] Dipl. inž., Energogroup, Beograd

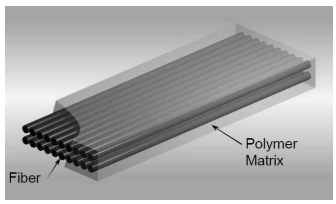
1 UVOD

Primena kompozitnih materijala poslednjih godina dobija sve više na značaju, naročito kod sanacije i pojačavanja armiranobetonskih (AB), predhodno napregnutih (PN), zidanih, drvenih, pa i čeličnih konstrukcija različitih konstrukcijskih sistema. Ovaj rad ograničen je na pojačavanje AB konstrukcija izloženih savijanju, tj. AB greda. Iskustva sa korišćenjem vlaknima armiranih kompozita (FRP – fibre reinforced polymer) kao dodatne armature, zbog brojnih prednosti, predstavlja veoma atraktivnu tehniku za pojačavanje AB konstrukcija i ujedno je iskorak u odnosu na konvencijalne metode: dodavanje novog betona i armature, prednaprezanje, dodavanje novih čeličnih elemenata. Osnovne prednosti i razlozi za sve širu primenu ovih kompozitnih materijala su to što imaju visoku čvrstoću i malu težinu, otporni su na koroziju i njima se lako rukuje [7]. U kombinaciji sa prednaprezanjem daju posebno dobre rezultate, a naročito su pogodni kod primene u seizmičkim područjima (aseizmičke gradnje). O sve masovnijoj primeni FRP materijala govori i činjenica da brojni svetski proizvođači iz Švajcarske (*Sika*), Italije (*Sinit, Sireg*), SAD (*Hughes Brothers*), Kanade (*Pultral*), Japana ..., imaju u svom proizvodnom programu neku od varijanti ovih proizvoda. Iako je početna cena materijala svakako veća, zbog brzine i lakoće montaže, kao i zbog otpornosti na agresivnost sredine, nepromenjenog gabarita i estetike, konačna kalkulacija u odnosu na ostale načine pojačavanja može u mnoštvu slučajeva biti na strani FRP metode.

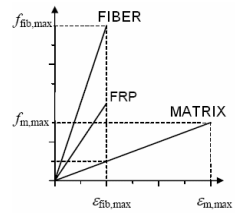
Kada je u pitanju pojačavanje AB konstrukcija izloženih savijanju, izdvajaju se dve osnovne tehnike primene FRP: površinski lepljena armatura u vidu laminata (EBR - external bonded reinforcement) i blizu površine (u zaštitnom sloju) betona montirane šipke -''bar'' elementi (NSM – near surface mounted). Za razliku od EBR metode korišćenja FRP elemenata, koja se razvija skoro dve decenije, NSM metoda primene FRP šipki u svetu se primenjuje svega nekoliko godina i nedovoljno je obrađena u literaturi, kao i preporukama i smernicama za projektovanje. U radovima Nanni-a, Rizkall-e, Teng-a, De Lorenzis, Park-a, Jung-a, Barros-a, Derby-a, Thiagarajan-a, Ashour-a, Wang-a, Belarbi-a, Galati-a i drugih, a u našoj zemlji R. Folića i D. Glavardanov [7,8,...], date su osnove za proračun i primenu ovih sistema pojačavanja konstrukcija.

2 EBR FRP METODA

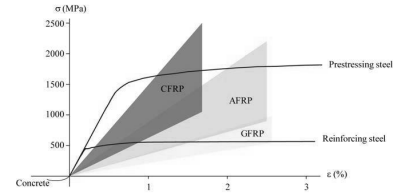
Duže od dve decenije, vrše se sveobuhvatna istraživanja na polju pojačavanja AB konstrukcija korišćenjem spolja lepljenih laminata, a ova tehnologija uspešno je primenjivana i u velikom broju realizovanih projekata širom sveta.



Slika 1 - sastav FRP



Slika 2 – odnos komponenti



Slika 3 – zatezna čvrstoća

Kompozitni materijali koji se ovde koriste imaju 70% staklenih, aramidnih ili karbonskih vlakana prečnika 5 do 25 μm koja su vezana poliesterskom smolom (matrica) (*slika 1*) i

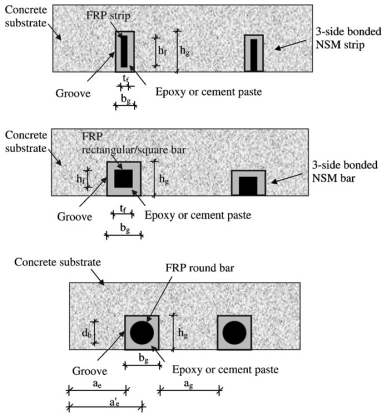
uobičajen naziv im je različiti FRP materijali (GFRP, AFRP ili CFRP). Njihove mehaničke karakteristike zavise od matrice i vlakana (*slika 2*), a zatezna čvrstoća u pravcu vlakana daleko je veća u odnosu na čelik (*slika 3*). Veoma značajan deo FRP sistema ojačanja čine lepkovi, koji su najčešće na bazi epoksida ili ređe cementa i koji se koriste za vezu sa betonom. Od njihovog ponašanja umnogome zavisi ukupna nosivost sistema ojačanja.

U dosadašnjim istraživanjima do potrebne površine poprečnog preseka FRP elemenata za pojačavanje dolazilo se pretpostavljajući: 1) važnost Bernulijeve hipoteze o ravnosti preseka i nakon deformacija; 2) nema zazora između betona i FRP elementa; 3) σ-ε dijagrami za čelik i beton su poznati; 4) σ-ε dijagram za vlaknaste kompozite je linearno elastičan; 5) zanemaruje se čvrstoća betona na zatezanje, i 6) zanemaruje se čvrstoća FRP elementa na pritisak. [7]

Na osnovu dostupnih literaturnih stavova o primeni FRP elemenata navode se sledeći zaključci o njihovim karakteristikama: 1) pod kratkotrajnim opterećenjem ponašaju se linerano elastično do loma, 2) nisu duktilni pa time ograničavaju i duktilnost ojačanim elementima, 3) veličinu adhezije treba odrediti eksperimentalno (''pull-off'' test), 4) treba voditi računa o eksploatacionom veku materijala [7].

3 NSM FRP METODA

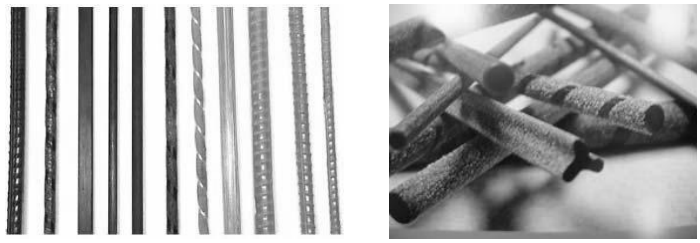
NSM metoda zasniva se na tehnici kojom se u podužne proreze (šliceve), u zaštitnom sloju betona, postavljaju FRP elementi oblika šipke (bar) ili trake (strip) kao dodatna armatura i zatapaju u epoksidne ili cementne smole (lepkove), čime se ostvaruje adhezija sa betonom i obezbeđuje sidrenje [10] (slika 4).



Slika 4 - Aplikacija NSM FRP ''bar'' elemenata

FRP šipke mogu se proizvoditi u gotovo neograničenom broju podvrsta, odnosno oblika. Tako, NSM FRP armatura može biti: kvadratna, pravougaona ili ovalna šipka (''bar'') (slika 5). Kao skraćenica uzet je termin ''bars'' koji obuhvata sve oblike poprečnih preseka, dok je termin ''strips'' rezervisan za tanke uske trake. Različiti oblici poprečnog preseka daju različite prednosti, i nude različite izbore za praktičnu primenu. Na primer, kvadratne šipke povećavaju površinu preseka šipke za datu veličinu kvadratnog proreza, dok se okrugle šipke mogu lakše usidriti prilikom prednaprezanja. Uske trake povećavaju površinski koeficijent i tako smanjuju

rizik od gubitka adhezije, ali zahtevaju deblji zaštitni sloj za datu površinu poprečnog preseka. FRP šipke su takođe izrađivane sa različitim površinskim teksturama, što značajno utiče na povećanje prianjanja NSM armature. Njihova površina može biti glatka, ohrapavljena, sa spiralnim udubljenjima ili rebrasta. U praktičnoj primeni, izbor više zavisi od konkretnih situacija, kao što su raspoloživa debljina zaštitnog sloja, dostupnost ili cena pojedinih tipova FRP armature.



Slika 5 - Oblici FRP ''bar'' elemenata

Upotreba NSM metode ojačanja FRP elementima opravdana je u sledećim slučajevima: 1) ukoliko je ojačana površina podložna oštećenjima; 2) ukoliko je ojačana površina neravna; 3) ukoliko betonska površina ima nedovoljnu čvrstoću na zatezanje, a ostatak preseka zadovoljava, i 4) ukoliko 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). Dostupna saznanja pokazuju da treba voditi računa i o obliku FRP elementa, veličini i obliku proreza, vrsti vlakana, vrsti lepka, čvrstoći betona na zatezanje i načinu pripreme betonske površine. Prema postojećim 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.

U našim uslovima, NSM metoda, iako ima niz prednosti, još uvek nije dobila praktičnu adekvatnu primenu, a publikovan je samo jedan rad [8]. Razlozi svakako leže u nedovoljnom poznavanju problematike i slaboj zasupljenosti ovih proizvoda na našem tržištu.

4 UPOREDNA ANALIZA

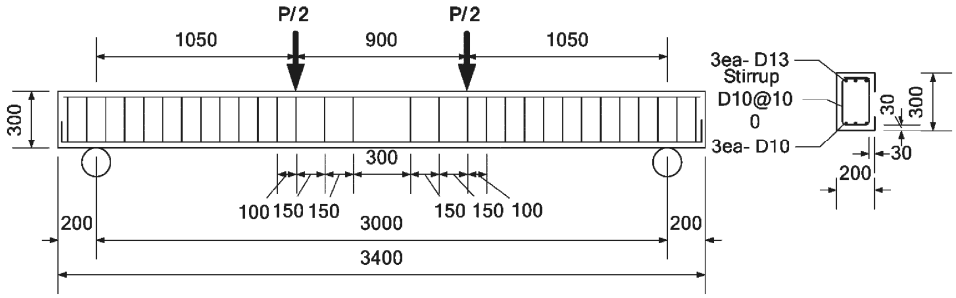
Može se reći da NSM metoda ima niz prednosti u odnosu na EBR FRP metodu jer je sigurnija i iskazuje veću trajnost u odnosu na površinsku montažu lepljenjem (EBR). Naime, ovim sistemom ojačanja omogućeno je bolje prianjanje tj. sidrenje, jer se šipke mogu fabrički profilisati (orebriti) čime se postiže veća specifična površina za sprezanje sa betonom [5]. NSM armatura se može lakše prednaprezati. Osim toga, moguća je i lakša termička zaštita, jedan od osnovnih problema u primeni ojačanja FRP elementima, zbog termičke nestabilnosti lepkova. Trajnost koja je eventualno ugrožena usled agresivnog delovanja sredine ili usled fizičkog oštećenja takođe je povećana primenom NSM sistema što čini ovu tehnologiju posebno pogodnom za ojačanje regiona negativnih momenata greda i ploča. Estetika ojačanih konstrukcija je u ovom slučaju zapravo nepromenjena.

Iako na prvi pogled ne izgleda tako, količina gradilišnog rada na postavljanju može se smanjiti primenom NSM metode. Naime, pravljenje proreza kod NSM metode može se adekvatnim alatom brže izvesti od neophodne obrade površine kod EBR metode jer dopunski

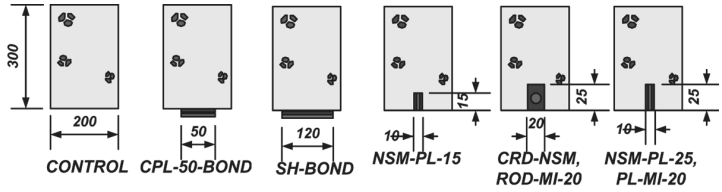
(izravnavajući) premaz nije neophodan, neregularnost površine lakše se prilagođava, a promena slabog sloja betonske površine nije neophodna. Svi ovi razlozi, u nizu slučajeva, čine NSM metod ekonomičnijim.

Na nekoliko primera eksperimentalnih istraživanja iz dostupne literature, za EBR i NSM FRP metodu, prikazaće se efekti sprezanja AB grednih nosača sa FRP elementima i uporedna analiza osnovnih merenih parametara, kao što su maksimalna nosivost i ugib u funkciji apliciranog opterećenja.

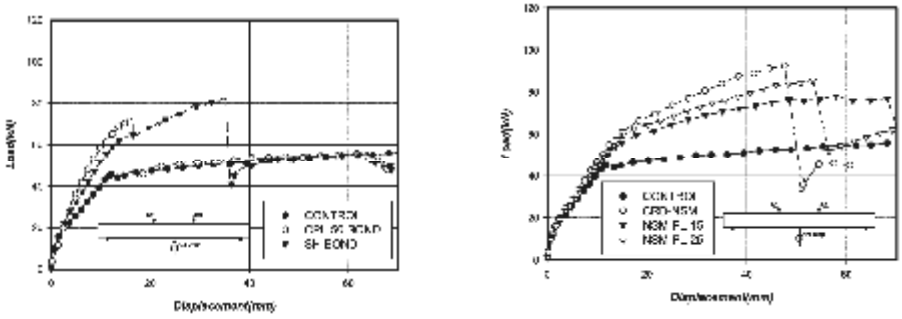
U radu Jung-a i ostalih [11], na modelu grednog nosača, (*slika 6*), prikazane su vrednosti ugiba u polovini raspona za različite primene FRP elemenata. Na dijagramima (*slika 8*), je prikazan odnos opterećenje - ugib za primenjene načine ojačanja FRP elementima u odnosu na etalon (gredu koja nije ojačavana), kao i međusobni odnos kod EBR i NSM načina pojačanja. Uočljiva je veća efikasnost NSM metode, primenom ''bar'' armature.



Slika 6 - Dispozicija testiranih greda

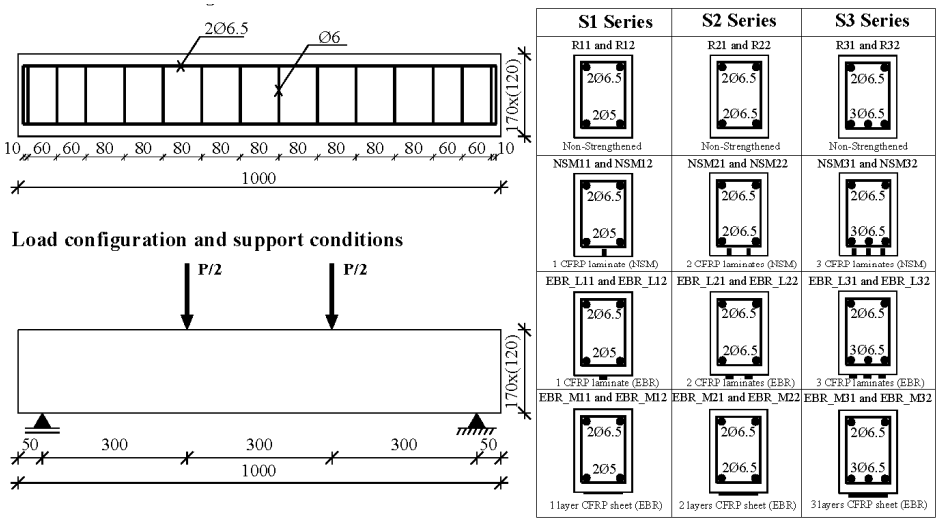


Slika 7 - Izabrane varijante pojačavanja u poprečnom preseku

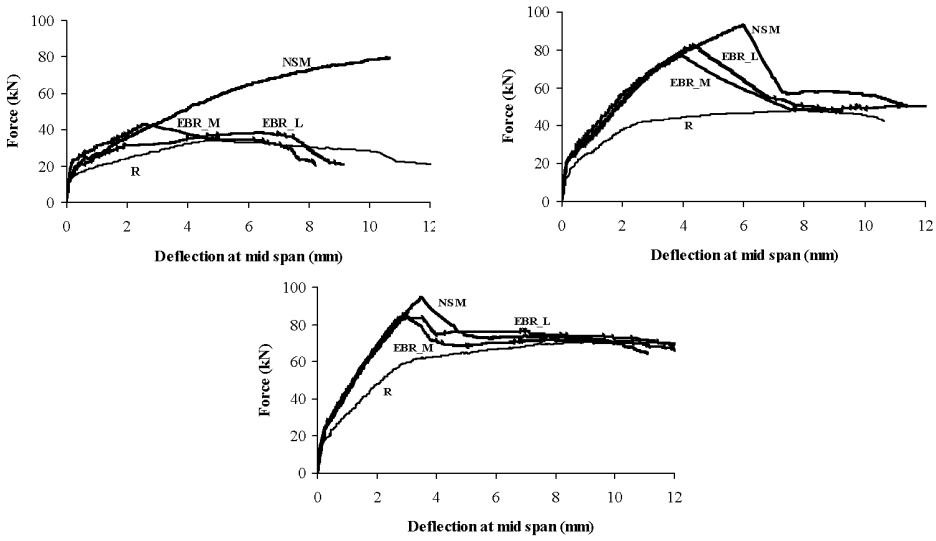


Slika 8 - Dijagrami Opterećenje – Ugib za različite varijante FRP elemenata

U radu Barros-a [2] uporedno su prikazane 3 serije uzoraka sa različitim aplikacijama FRP elemenata (EBR i NSM metode), pri čemu je svaka serija uzoraka imala istu površinu poprečnog preseka dodatne FRP armature (*slika 9*). Iz dijagrama sila – ugib može se jasno uočiti postizanje veće maksimalne sile kod NSM metode, kao i manji ugib pri istom opterećenju (*slika 10*). Treba imati na umu da je statička visina kod NSM metode nešto manja, ali da su iz razloga boljeg prianjanja, na ovaj način pojačane grede pokazivale veću ukupnu nosivost. Porast procenta armiranja tj. krutosti, očekivano dovodi do smanjenja deformacije.

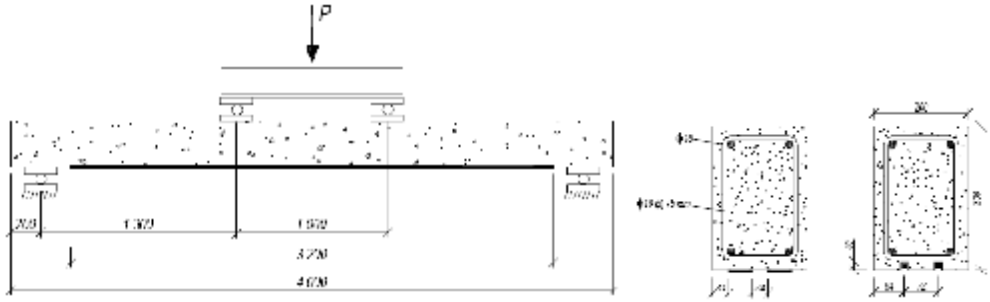


Slika 9 - Dispozicija ispitivanog grednog nosača i varijante ojačanja u preseku.

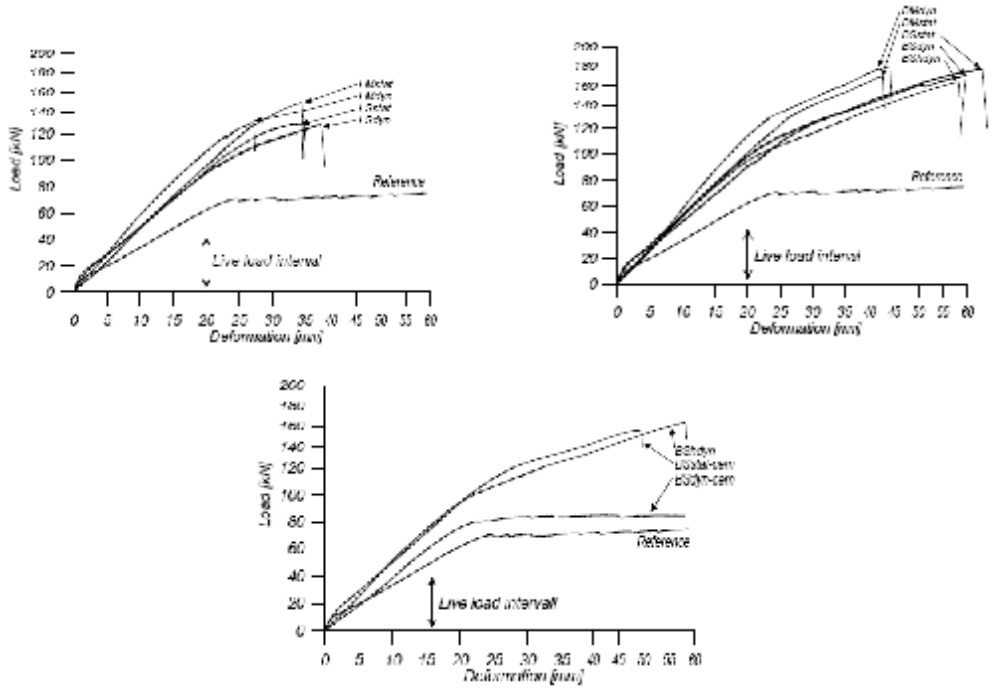


Slika 10- Dijagrami opterećenje – ugib za različite varijante FRP elemenata (serija 1, 2 i 3)

Anders Carolin je u radu [3] prikazao istraživanja razlike u nosivosti pojačavanih grednih nosača koji su predhodno bili izloženi dejstvu dinamičkog (cikličnog) opterećenja i čisto statičkom opterećenju. Upoređena je nosivosti grednih nosača pojačanih EBR i NSM metodom, za isti procenat armiranja. (*slika 11*). I ovde se može uočiti da su nosači pojačani NSM metodom imali veću nosivost od onih pojačanih metodom EBR (dijagrami na *slici 12*). Uočava se još da posle dejstava dinamičkog cikličnog opterećenja pada ukupna nosivost u odnosu na isključivo statičko opterećenje.



Slika 11 - Dispozicija ispitivanog grednog nosača i varijante pojačavanja u preseku.



Slika 12 - Dijagrami opterećenje – ugib za različite varijante FRP elemenata.

5 ZAKLJUČAK

Najznačajniji dokumenti i preporuke koji tretiraju FRP elemente [1,4,6,...] se često i značajno menjaju da bi se omogućila njihova šira primena, naročito u oblasti NSM metode pojačavanja AB elemenata izloženih savijanju. I u našoj zemlji bi bilo neophodno usvojiti, što je moguće pre, adekvatnu regulativu iz oblasti primene FRP elemanata za projektovanje i izvođenje novih ili pojačavanje postojećih AB konstrukcija. Materijali budućnosti i u oblasti građevinarstva, sve izvesnije, postaju upravo kompozitni materijali. Razlike u ceni, kao osnovnom limitirajućem parametru za širu primenu, iz godine u godinu smanjuju se, a nastojanje da se projektuju novi, što trajniji objekti i omogući efikasnije održavanje postojećih objekata (posebno kad su u pitanju agresivne sredine), i smanjenje radova na montaži, idu u prilog šire primene FRP metodama na račun primene konvencijalnih materijala. Ukupna cena, uzimajući u obzir celokupni eksploatacioni vek, može se značajno smanjiti, naročito ukoliko se koriste FRP elementi sa staklenim vlaknima (GFRP) koji su jeftiniji, a kao vezivo koriste materijal na bazi cementna.

Brojne navedene prednosti NSM FRP metodu unutrašnjeg pojačavanja čine, u mnogo slučajeva, superiornom u odnosu na spoljašnje lepljene FRP laminate. Uz potpuniju regulativu, bolju obaveštenost projektanata i lakšu dostupnost FRP materijala, za očekivati je njenu sve širu praktičnu primenu.

LITERATURA

[1] American Concrete Institute (ACI), Committee 440: *ACI440.2R-02 Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*, 2002.

[2] Barros J., Dias S. Fortes A.,: *Near surface mounted technique for the flexural and shear strengthening of concrete beams.*

[3] Carolin A., et al.: *Concrete beams exposed to live loading during CFRP strengthening*

[4] Concrete Society (CSC), Technical Report No.55: *Design Guidance for Strengthening Concrete Structures Using Fibre Composite Materials*, 2004

[5] De Lorenzis L., Lundgren K., Rizzo A.,: *Anchorage Lenght of near-Surface Mounted FRP Bars for Concrete Strengthening* ACI Structural Journal 2004. pp. 269-278.

[6] Fédération Internationale du Béton (FIB):Tecnical Report Bulletin 14: *Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures*, Lausanne, 2001.

[7] Folić, R., Glavardanov, D.: *Analiza metoda pojačavanja armiranobetonskih elemenata lepljenjem vlaknastih kompozita (FRP)*, Izgradnja br. 5-6, 2006, str. 113-126.

[8] Glavardanov, D. Folić, R.. *Pojačavanje betonskih konstrukcija FRP elementima NSM sistemom.* Materijali i konstrukcije, br. 4 2007., str. 29-35

[9] Mohamed Ali, Oehlers D.J., Griffith M.C., Seracino R.,: *Interfacial stres transfer of NSM FRP to concrete joints.* Engineering Structures, Decembar 2007.

[10] R. Parretti, and A Nanni: *Strengthening of RC Members Using Near-Surface Mounted FRP Composites: Design Overview*, Advances in Structural Engineering Vol. 7 No. 5 2004

[11] W.-T.Jung, Y.-H. Park, J.-S. Park: *Experimental Investigation on Flexural Behavior of RC Beams Strengthened by NSM CFRP Reinforcements*

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Mirjana Malešev[1], Vlastimir Radonjanin[2], Radomir Folić[3], Ivan Lukić[4]

KARAKTERISTIČNA OŠTEĆENJA AB KONSTRUKCIJA ZAHVAĆENIH POŽAROM

Rezime:

U radu su ukratko prikazane teorijske postavke o ponašanju betona i čelika za armiranje u uslovima visokih temperatura izazvanih požarom. Opisana su i ilustrovana karakterična oštećenja betona i armature u elementima AB konstrukcija. Poseban akcenat je stavljen na moguće uticajne faktore, kao što su veličina i raspored požarnog opterećenja, dužina trajanja požara, maksimalne temperature koje deluju na konstrukciju tokom požara, oblik i dimenzije elemenata konstrukcije, statički sistem, postojanje i vrsta završne obrade - obloge, prisustvo defekata i/ili ranijih oštećenja, izvođački detalji i stvarni kvalitet betona, koji mogu značajno povećati ″ranjivost″ AB konstrukcije i veličinu i stepen ispoljenih oštećenja.

Ključne reči: AB konstrukcija, beton, armatura, požar, oštećenja, defekti

CHARACTERISTIC DAMAGES OF RC STRUCTURES COUGHT IN THE FIRE

Summary:

Theoretic assumptions about behavior of concrete and reinforcement in high temperature conditions due to the fire are briefly presented in the paper. Characteristic damage of the concrete and reinforcement in the elements of RC structures are described and illustrated. Special accent is devoted to possible influent factors, like size and disposition of fire loading, duration of the fire, maximum temperature that act on the structure during fire, shape and dimensions of the structure elements, static system, existing and kind of lining, presence of defects and previous damages, construction details and real concrete quality, which could significantly increased "vulnerability" of RC structure and size and extent of appeared damages.

Key words: RC structure, concrete, reinforcement, fire, damage, defect

[1] Dr., Vanredni profesor, dipl.inž.građ., Fakultet tehničkih nauka, Univerzitet u Novom Sadu, Novi Sad
[2] Dr., Vanredni profesor, dipl.inž.građ., Fakultet tehničkih nauka, Univerzitet u Novom Sadu, Novi Sad
[3] Dr., Profesor Emeritus, dipl.inž.građ., Fakultet tehničkih nauka, Univerzitet u Novom Sadu, Novi Sad
[4] Asistent, dipl.inž.građ. - master, Fakultet tehničkih nauka, Univerzitet u Novom Sadu, Novi Sad

1 UVOD

U savremenom građevinarstvu posebna pažnja se posvećuje merama za zaštitu objekata od incidentnih destruktivnih dejstava, kao što su požari, eksplozije, zemljotresi, oluje itd. Nažalost, pomenuta dejstva mogu "pogoditi" bilo koju vrstu objekta, često kad se to najmanje očekuje. Statistički podaci o oštećenjima građevinskih objekata usled požara su više nego alarmantni. Preko pet miliona požara izbije u svetu svake godine, sa 40000 - 50000 žrtava.

U našoj zemlji šteta nastala u požarima prelazi 2% od bruto nacionalnog dohotka [2].

Betonske konstrukcije se svrstavaju u grupu konstrukcija koje imaju relativno povoljno ponašanje kada su izložene požarima. Osnovni razlozi za ovakvu tvrdnju su sledeće karakteristike betona:

- Negorivost;
- Mala toplotna provodljivost (sporo zagrevanje);
- Male deformacije pri dejstvu visokih temperatura;
- Zaštita armature od visokih temperatura (zaštitni sloj betona)
- U unutrašnjoj masi betona ostaje zdravo (manje zagrejano) betonsko jezgro koje nastavlja da prima i prenosi opterećenje.

Zbog nabrojanih razloga, retko se sreću potpuno uništene konstrukcije usled dejstva požara.

Najveći deo objekata sa AB konstrukcijom se može sanirati i ponovo koristiti, čak i u situacijama kada su izloženi izuzetno jakim požarima. Zbog toga su od posebnog značaja prava procena stepena oštećenja AB konstrukcije i izbor odgovarajućih tehnika sanacije.

Da bi se mogla izvršiti realna procena stanja konstrukcije nakon požara potrebno je:

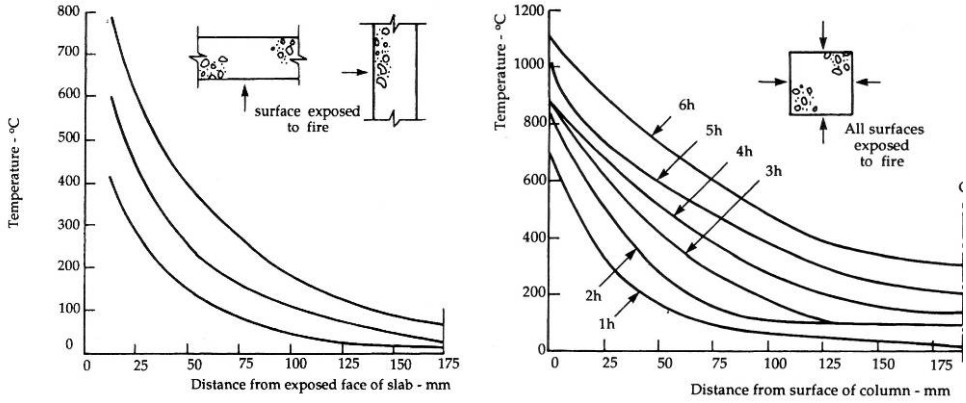
- poznavanje ponašanja betona i armature u uslovima visokih temperatura,
- veliko iskustvo u prepoznavanju oblika i stepena oštećenja usled požara i njihovo odvajanje od sličnih oštećenja koja su posledica drugih uzroka.

U stručnoj literaturi mogu se naći brojni predlozi za stepenovanje oštećenja koji su opisno dati, bez pratećih fotografija, što otežava njihovu primenu, naročito u situacijama kada na elementima konstrukcije postoje oštećenja istog ili sličnog načina ispoljavanja, a različitog uzroka nastanka.

U radu su navedena i ilustrovana karakteristična oštećenja elemenata AB konstrukcija sa posebnim akcentom na uzroke koji doprinose njihovoj intenzifikaciji, a koji se često sreću u praksi.

1.1 PONAŠANJE BETONA PRI DEJSTVU VISOKIH TEMPERATURA

Temperature iznad 900^0C su česte u toku požara u zgradama. Međutim, u betonskim elementima samo se temperatura površinskih slojeva drastično povećava, dok temperatura unutrašnjeg betona ostaje relativno niska. Sa porastom temperature i dužine trajanja požarnog dejstva povećava se dubina progorevanja, odnosno dubina oštećene zone betonskog preseka. Na slici 1 prikazana je distribucija temperature u unutrašnjoj masi betona u zavisnosti od temperature i dužine trajanja požara, kao i vrste elementa konstrukcije. Na raspored temperatura u betonu utiču i dimenzije elementa konstrukcije: u elementima manjih dimenzija beton se, na istoj udaljenosti od površine betona, zagreva do viših temperatura. U uglovima elemenata konstrukcije temperatura na određenom rastojanju od izložene površne betona je viša u odnosu na isto mesto na ravnom delu elementa. Zbog toga su izotermne linije u uglovima zaobljene.



Slika 1 - Raspored temperatura u AB elementima (gredi, zidu i stubu) u zavisnosti od dužine trajanja "standardnog" požara

Sa porastom temperature betona do 100^0C gubi se slobodna voda iz kapilarnog sistema pora u cementnom kamenu. U intervalu od 100^0C - 400^0C gubi se fizički vezana - gelska voda, dok se na temperaturama iznad 400^0C gubi hemijski vezana voda, koja ulazi u sastav osnovnih produkata hidratacije cementa. Ovi procesi gubitka vode praćeni su skupljanjem cementnog kamena, dok se s druge strane, usled porasta temperature, povećava zapremina zrna agregata. Zbog izražene termičke nekompatibilnosti dolazi do slabljenja i narušavanja adhezije između cementnog kamena i agregata i do ljuskanja i dekompozicije površinskog sloja betona. Vrsta agregata ima značajan uticaj na narušavanje athezije između makrostrukturnih komponenata betona. Najveće narušavanje athezije se javlja kod silikatnog agregata (zbog najveće vrednosti koeficijenta toplotne provodljivosti), zatim kod krečnjačkog, a najmanje kod lakih agregata neorganskog porekla. U slučaju armiranog betona isti mehanizam dovodi do narušavanja athezije između armature i betona.

U uslovima požara, u betonskim elementima javlaju se i veliki temperaturni gradijenti, pa samim tim i visoki naponi zatezanja, koji izazivaju pojavu unutrašnjih pukotina na granici između zagrejanih površinskih slojeva i hladnijih unutrašnjih zona betona. Ovaj fenomen je karakterističan za stubove, a može se registrovati i kod drugih elemenata konstrukcije. Budući da se unutrašnje prsline ne mogu vizuelno registrovati, njihovo postojanje se mora proveriti vađenjem betonskih cilindara. Ako su požari visokog intenziteta i dugog trajanja moguće je registrovati više koncentričnih prslina, koje dovode do značajne redukcije nosećeg preseka.

Zapreminska masa betona (γ_b) se smanjuje u toku dejstva visokih temperatura. Temperature betona do 100^0C smanjuju γ_b za cca100kg/m^3, dok više temperature nemaju značajniji uticaj na njeno smanjenje, izuzev ako je upotrebljen krečnjački agregat, koji na temperaturama iznad 800^0C gubi na masi zbog dekarbonizacije.

Smanjenje mehaničkih svojstava tokom požara i nakon hlađenja zavisi od sastava i strukturnih karakteristika betona, postignute temperature i od opterećenja konstrukcije u toku požara. Za temperature do 300^0C ne dolazi do značajnije redukcije čvrstoće betona. Pri temperaturama iznad 500^0C može doći do značajnog pada čvrstoće (tabela 1). U takvim situacijama smatra se da je ugrožena i nosivost konstrukcije.

Boja betona se takođe menja usled njegovog zagrevanja tokom požara i može poslužiti kao indikator dostignutih maksimalnih temperatura u betonu, dužine trajanja požara, smanjenja

mehaničkih svojstava i opšteg stanja konstrukcije. Na temperaturama iznad 300^0C beton ima bledo ružičastu boju, a sa daljim povećanjem temperature, beton dobija izrazito ružičastu boju (rumenu ili crvenu). Za beton ovakve boje se opravdano može izraziti sumnja u pogledu njegove čvrstoće, zato što je on u opštem slučaju trošan i vrlo porozan. Pri temperaturama od 600^0C do 900^0C beton je svetlo sive boje, u intervalu od 900^0C do 1200^0C svetlo žute boje, a preko 1200^0C beton potpuno požuti. Ako temperatura betona pređe 1300^0C, tada dolazi do njegovog omekšavanja i topljenja.

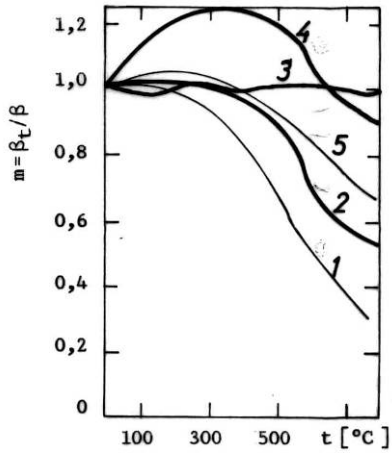
Tabela 1 - Promene mehaničkih svojstava betona u toku i nakon požara

Redukcija vrednosti za beton		***Temperatura t (^{0}C)***						
		<100	***100***	***200***	***300***	***400***	***500***	***600***
Čvrstoća na pritisak	*Pri zagrevanju*	*1.00*	*0.90*	*0.85*	*0.85*	*0.80*	*0.65*	*0.45*
	Nakon hlađenja	*1.00*	*1.00*	*1.00*	*0.90*	*0.80*	*0.60*	*0.40*
Čvrstoća na zatezanje	*Pri zagrevanju i nakon hlađenja*	*1*	*0.75*	*0.50*	*0.25*	*0*	*0*	*0*
Modul elastičnosti	*Pri zagrevanju*	*1*	*0.90*	*0.75*	*0.50*	*0.40*	*0.25*	*0.15*
	Nakon hlađenja	*1*	*0.90*	*0.80*	*0.70*	*0.55*	*0.30*	*0.15*

1.2 PONAŠANJE ARMATURE PRI DEJSTVU VISOKIH TEMPERATURA

Analizom ponašanja armature tokom požara utvrđeno je da se betonski čelik najčešće zagreje do temperatura od 200 - 700^0C, pri čemu dolazi do značajnih promena svojstava čelika. Sve vrste čelika pri porastu temperatura gube svoju početnu čvrstoću. Nakon hlađenja, meki armaturni čelici u potpunosti dostižu svoju prvobitnu čvrstoću. Nasuprot njima, kod hladnooblikovanih betonskih čelika i visokovrednih čelika za prednaprezanje, pri zagrevanju preko 400^0C, dolazi do značajnog i nepovratnog pada mehaničkih svojstava i rekristalizacije.

Na sl. 2 prikazana je promena čvrstoće armaturnih čelika posle zagrevanja i nakon hlađenja.



***1** - visokovredna hladno vučena žica (σ_{02} = 1800 MPa),*

***2** - hladno vučena nisko legirana žica (σ_{02} = 600 MPa),*

***3** - običan meki čelik (σ_v = 240 MPa),*

***4** - toplovaljani niskolegirani čelik (σ_v = 600 MPa),*

***5** - hladnooblikovana rebrasta žica (σ_{02} = 500 MPa).*

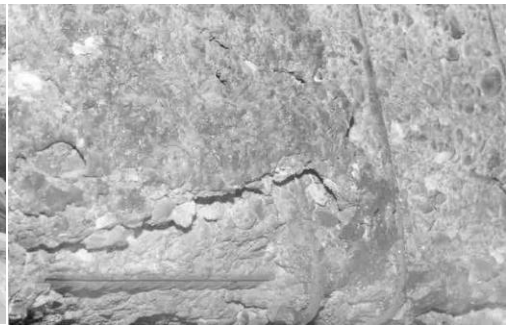
Slika 2 - Promene čvrstoće različitih vrsta čelika posle požara

Pad čvrstoće armature na visokim temperaturama je najčešće uzrok pojave velikih trajnih ugiba konstrukcije. Pri visokim temperaturama može doći do smanjenja duktilnosti i do pojave izvijanja pojedinih šipki armature, ako je sprečeno njihovo termičko širenje.

2 KARAKTERISTIČNA OŠTEĆENJA ELEMENATA AB KONSTRUKCIJA IZLOŽENIH POŽARU

Opisana ponašanja betona i armature u slučaju požara dovode do pojave različitih vrsta oštećenja AB elemenata, pri tome se na betonu ispoljavaju i oštećenja koja su posledica zajedničkog rada betona i armature. Karakteristična oštećenja betona su: mrežaste prsline na površini betonskih elemenata (slika 3), odvajanje – ljuskanje progorelog, trošnog površinskog sloja betona (slika 4), pukotine duž šipki armature u stubovima i gredama, naročito u pravcu glavne armature (slika 5), odvajanje i otpadanje komada betona duž ivica linijskih elemenata, t.j. šipki armature (sl. 6), unutrašnje pukotine u betonu paralelne stranama elementa (slika 7).

Slika 3 – Mrežaste prsline



Slika 4 – Odvajanje i ljuskanje betona

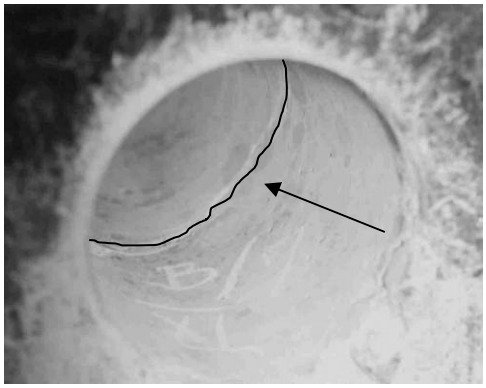
Slika 5 – Pukotine duž šipki armature

Slika 6 – Otpadanje betona duž ivica

Karakteristična oštećenja armature su: plastično deformisanje i kidanje šipki armture (sl 8).

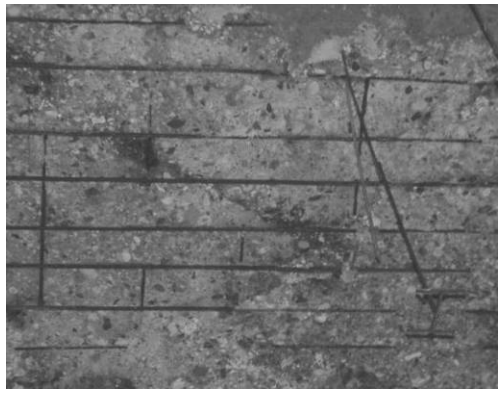
Athezija između betona i armature u uslovima požara se lako narušava i tada dolazi do otpadanja zaštitnog sloja i ogoljavanja armature (slika 9).

Na veličinu opisanih oštećenja elemenata AB konstrukcije usled požara, utiče više parametara, od kojih su najvažniji: veličina i raspored požarnog opterećenja, dužina trajanja požara, maksimalne temperature koje su delovale na konstrukciju tokom požara, oblik i dimenzije elemenata konstrukcije, postojanje i vrsta završne obrade – obloge AB elemenata, prisustvo defekata i/ili ranijih oštećenja, izvođački detalji i stvarni kvalitet betona.



Slika 7 – Unutrašnja pukotina

Sl.8 – Plastično deformisanje i prekid armature



Slike 9 i10 – Narušena athezija između betona i armature

Na slikama 8 i 11 prikazani su izgledi AB stuba i AB ploče koji su bili izloženi dugotrajnom dejstvu visokih temperatura u zoni u kojoj je postojala velika količina zapaljivog materijala. Na stubu se, pored opisanih oštećenja armature, uočava odvajanje i otpadanje zone progorelog betona od unutrašnnjeg jezgra, a na donjoj površini ploče jasno se vide tragovi topljenja betona i armature, što ukazuje da je temperatura betona bila veća od 1300^0C.

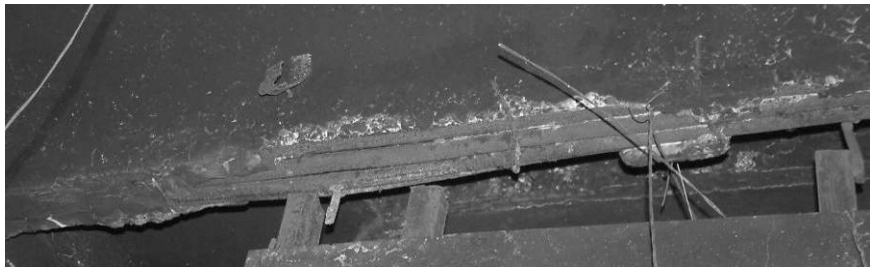
Što se tiče uticaja oblika i dimenzija elemenata, poznato je da su tanji elementi osetliviji na uticaj požara. Kao posebno osetljivi AB elementi izdvajaju se stubovi zbog mogućeg gubitka stabilnosti i sitnorebraste tavanice, zbog malih debljina ploče i rebara i velike površine koja je izložena dejstvu požara. Na slici 12 prikazana su karakteristična oštećenja sitnorebraste tavanice koja su nastala delovanjem visokih temperatura na njenu donju površinu. Kao što se vidi, požar je izazvao značajno progorevanje i otpadanje betona u rebrima, gubitak athezije i ogoljavanje armature.

Kod elemenata izloženih savijanju na veličinu ispoljenih oštećenja utiče i statički sistem. Kontinualne ploče i grede su osetljivije od slobodno oslonjenih zbog negativnog uticaja visokih temperatura na pritisnute zone betona.

Način armiranja elemenata takođe ima uticaja na stepen oštećenja. Naime korišćenje šipki većeg prečnika i neadekvatan raspored armature doprinosi intezifikaciji oštećenja nastalih usled dejstva požara, naročito kod elemenata manjih dimenzija. Prilog ovoj tvrdnji je slika 13 na kojoj se vidi značajno otpadanje zaštitnog sloja kao posledica neadekvatnog armiranja.

Slika 11 – AB ploča izložena dugotrajnom dejstvu visokih temperatura

Slika 12 – Oštećenja sitnorebraste tavanice

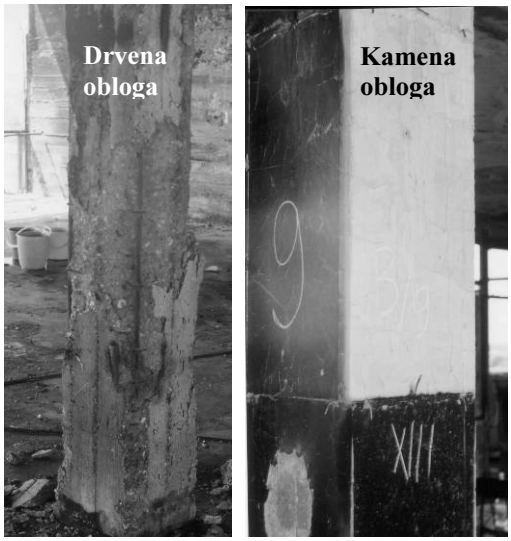


Slika 13 –Neadekvatno armiranje rebra, otpadanje zaštitnog sloja i deformisanje armature

Neorganske obloge betonskih površina (malter, gipsne ploče, keramičke i kamene ploče) imaju veoma važnu ulogu u zaštiti AB elemenata u toku dejstvu požara. Iako su ove obloge relativno tanke (debljine 2 - 5cm) najveća oštećenja se javljaju upravo u njima, a zbog relativno sporog zagrevanja sprečavaju brz prodor toplote do AB elementa konstrukcije, koji zbog toga dobija mnogo blaža oštećenja (sl 14). Nasuprot njima obloge organskog porekla (drvo, plastične mase, tekstil itd.) zbog sposobnosti gorenja i lokalnog razvoja visokih temperatura u neposrednoj blizini AB elemenata, doprinose povećanju stepena njihovog oštećenja (slika 14).

Defekti (betonska gnezda, zone segregacije, nepravilno izvedeni prekidi i nastavci betoniranja, nedovoljna debljina zaštitinog sloja betona, neravne ivice itd.) i oštećenja koja su postojala pre izbijanja požara (prsline) značajno utiču na povećanje stepena oštećenja AB konstrukcija izloženih požaru (slika 15). U takvim zonama destruktivni uticaji visokih temperatura prodiru brže i dublje u unutrašnju masu betonskih elemenata, površinski slojevi betona brzo otpadaju, narušava se adhezija između armature i betona, a često dolazi i do plastičnog deformisnja armaturnih šipki.

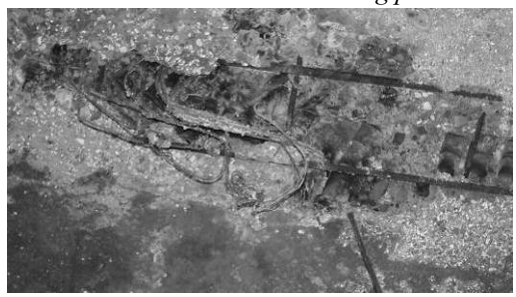
Izvođački detalji, kao što su vođenje električnih i sličnih instalacija kroz AB elemente ili nedovoljno razrađeni i neadekvatni detalji zaptivanja prodora za instalacije redovno dovode do pojave značajnih oštećenja i betona i armature i do nekontrolisanog širenja požara. Na slikama 16 i 17 ulustrovani su primeri lokalnog jakog oštećenja betona u vidu dubokog progorevanja i armature i vidu plastičnog deformisanja usled vođenja električnih instalacija kroz AB elemente.



Slika 14 – Različit intenzitet oštećenja stubova u zavisnosti od vrste obloge

Slika 15 – Oštećenja ploče sitnorebraste tavanice na mestu neadekvatnog prekida

Slika 16 – Lokalno progorevane betona i deformisanje armature zbog el. instalacija



Slika 17 – Lokalno progorevanje betona zbog električnih instalacija u ploči

LITERATURA

[1] *Structural design for fire safety* / Buchanan. A. H. // John Wiley&Sons LTD, 2002, London, UK.

[2] *Preventivne mere za zaštitu od požara* / Krnjetin, S. // DDOR Novi Sad i Fakultet tehničkih nauka, 1999, str. 109-126.

[3] *The assessment of the structure of Novi Sad open University damaged in fire* / Folić, R., Radonjanin, V., Malešev, M. // Journal "Construction and Building Materials", No.16, 2002, London, pp.427- 440.

[4] *Investigation*, Evaluation and Repair of Reinforced Concrete Structures Damaged in Fire / Radonjanin, V., Folić, R., Malešev, M. // Workshop "Extreme Loadings, Aging and Durability of Concrete Structures", Hydro-Quebec, McGill University and Laboratoire de Beton, Kanada, Montreal, 2004, pp. 35.

[4] *Repairability of fire damaged structures* / CIB W 14 Report, May 1989.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Milinko Vasić[1] *, Mitar Đogo*[2]

NAKNADNA SLEGANJA I SANACIJA NOVE ZGRADE FAKULTETA U SREMSKOJ KAMENICI

Rezime:

U radu su prikazani delimično rezultati ispitivanja terena za potrebe fundiranja objekta, uzroci naknadnih nekontrolisanih sleganja novoizgrađenog objekta FABUS u Sremskoj Kamenici i predlozi sanacije oštećenja. Objekat je izgrađen na lesnom platou Miševuka i zbog nekontrolisanog uvođenja vode u temeljnu podlogu i lesno tlo došlo je do iznenadnog sleganja i pucanja objekta, a samo zahvaljujući brzoj intervenciji objekat nije zatvoren za fakultetsku nastavu. Pored merenja sleganja na starim reperima ugrađeni su i novi i vršena su česta merenja sleganja sve dok praktično taj proces nije zaustavljen.

Ključne reči: les, naknadna sleganja, sanacija zgrade

POST SETTLEMENT AND REPAIR OF THE FACULTY BUILDING AT SREMSKA KAMENICA

Summary:

In the paper are presented the partial results of the terrain investigating needed for founding of the building, reasons of the post uncontrollable settlements of the newly built the FABUS structure at Sremska Kamenica and proposals for the damage repair. The structure is built on the loess plateau of Miševuk and because of the uncontrollable bringing in of water into the foundation substrate and loess soil, the abrupt settlement and cracking of the structure happened, and only due to fast intervention the structure has not been closed for the lectures and teaching. In addition to measuremenet of settlements on old geodetic mark the new ones have been built-in and very frequent settlement measurements have been made untill that process has actually been stopped.

Key words: loess, post settlement, repair of the building

[1] Dr, redovni profesor, FTN, Novi Sad
[2] Dr, vanredni profesor, FTN, Novi Sad

1 UVOD

Objekat FABUS je novoizgrađen i koristi se kao fakultetski prostor. U toku njegove eksploatacije došlo je do neželjenih sleganja i pucanja objekta čime je bila ugrožena funkcionalnost objekta. Pukotine su vidljive na svim zidovima i na svim etažama zgrade.

U cilju utvrđivanja uzroka neželjenih sleganja izvršeno je sledeće:

- analiza i reinterpretacija svih rezultata geomehaničkih ispitivanja terena za predmetnu zgradu,
- detaljan pregled Glavnog građevinskog projekta,
- provera izvedenog stanja temelja objekta,
- ugradnja novih i geodetska merenja na starim i novim reperima,
- analiza rezultata geodetskih merenja,
- provera ispravnosti vodovodne mreže,
- pregled i snimanje svih pukotina koje su se pojavile na objektu.

Na bazi izvršenih radova i analiza sigurno su utvrđeni uzroci pojave sleganja i oštećenja objekta (sl. 1). U međuvremenu, od započinjanja radova na utvrđivanju uzroka sleganja tj. od decembra 2007. godine do sada, nastupila su potpuna smirivanja u sleganju a time i mogućnosti da se uradi Projekat sanacije objekta.

Slika 1 – Objekat FABUS

2 SVOJSTVA TERENA

Objekat FABUS se nalazi na Mišelučkom platou koji je ispitivan za razne namene, vrlo detaljno, uključujući pri tome geofizička ispitivanja, istražno bušenje, ispitivanja podzemnih voda, duboke istražne iskope u kojima su vršena ispitivanja nosivosti tla probnim opterećenjem na različitim dubinama.

Plato Mišeluka izgrađuju u površinskoj zoni terena lesne naslage sa pogrebenim zemljama, ispod njih je sremska serija i plioceni glinovito laporoviti sedimenti. Najdublje izvedena bušotina je u zoni mosta Sloboda do dubine 105 m. Predmetna zgrada je u blizini mosta i tunela na Mišeluku.

Lesne naslage su predstavljene horizontima lesa i pogrebenom zemljom. Les je prljavo žute boje, a pogrebena zemlja nijansi mrko-crvene. Prvi horizont lesa je izrazito cevaste makroporoznosti, veličina makropora je do 1.5 cm, bez sekundarnih nagomilanja karbonata. Debljina prvog horizonta lesa je oko 4 m. U površinskom delu terena, do dubine 0.3m, intenzivno je humificiran. Dublje horizonte lesa karakteriše prisustvo sitnocevaste poroznosti sa sporadičnim konkrecijama karbonata.

Pogrebena zemlja se od lesnih naslaga razlikuje po specifičnoj boji i predstavlja paleopedološke slojeve nastale za vreme toplijih klimatskih intervala u ledenom dobu. Prva pogrebena zemlja je cevastog strukturnog tipa poroznosti. Nema sekundarnih karbonatnih primesa (konkrecija). Ostali horizonti pogrebene zemlje su izmenjene primarne strukture. Dominira sitnoprslinska i u povlatnom delu sitnocevasta poroznost. Boje su promenljive tj. tamno do svetlomrke. Sadržaj karbonata je takođe promenljiv. Javlja se u vidu nepravilnih konkrecija, veličine do 5 cm, najčešće oko 2 cm, i žilica karbonata tako da mestimično zadobijaju izgled mrežaste strukture. Debljina pogrebene zemlje je 1 m – 1.5 m.

Na ispitivanom terenu formirano je više izdani. U pliocenim sedimentima obrazovane su izdani koje su pod pritiskom, arterskog i subarterskog karaktera. U kvartarnim naslagama formirana je slobodna izdan. Gornja granica te izdani je relativno pravilna i nalazi se u podinskim delovima lesnih naslaga i sremskoj seriji. Dubina do nivoa podzemne vode te izdani (NPV) je relativno velika i iznosi oko 20m.

Objekat FABUS je izgrađen na lesnom platou i udaljen je oko 7 m od strmih lesnih odseka koji se nalaze na Dunavskoj padini. Na toj padini su formirana poznata klizišta Dunavskog tipa, uključujući i zonu mosta Sloboda, a koja su detaljno ispitivana. U cilju utvrđivanja eventualnog proširenja procesa klizanja prema predmetnoj zgradi predloženo je da se u terenu ugradi nekoliko repera koji bi bili periodično osmatrani. U prvoj fazi pregleda objekta i terena, a pre nego što je utvrđen stvarni uzrok sleganja i pucanja objekta, pretpostavka je bila i ta da se eventualno proces klizanja proširio uz padinu i da je zahvatio i sam objekat. Da je to i potvrđeno sanacija objekta bi bila neuporedivo složenija i skuplja.

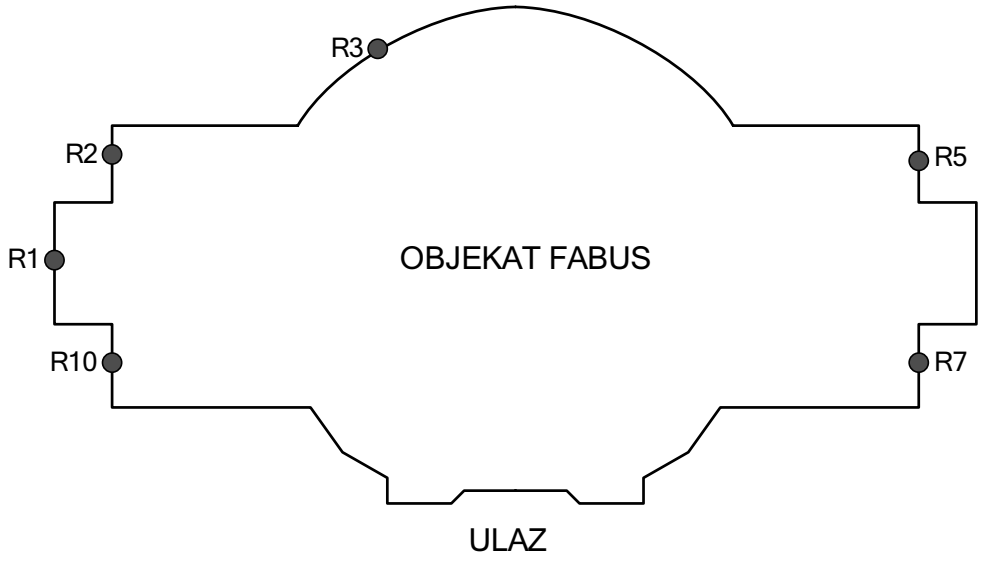
3 UZROCI NAKNADNIH SLEGANJA

U toku istraživanja utvrđeno je da u temeljnu podlogu dotiče neuobičajeno velika količina vode. Iz tih razloga izvršena je provera vodovodne mreže i utvrđeno je da se nekontrolisano voda gubi – ističe iz protivpožarnog voda. Isti je odmah isključen iz funkcije.

U cilju praćenja ponašanja objekta vršena su geodetska merenja sleganja objekta na ugrađenim reperima (sl. 3). Izvestan broj repera je ugrađen u fazi izgradnje objekta, a ostali kada su nastupila oštećenja objekta. Oštećenja su bila vidljiva na skoro svim zidovima i

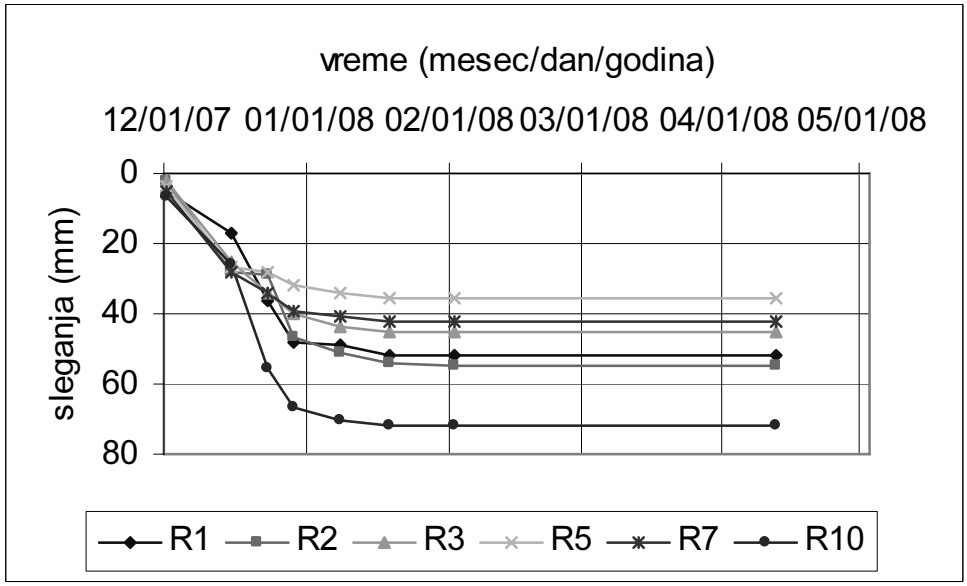
međuspratnim konstrukcijama na celom objektu. Na slici 2 prikazana je tipska pukotina na spoljašnjem zidu objekta.

Slika 2 – Pukotina nastala sleganjem objekta



Slika 3 – Raspored repera na objektu

Bilo je svakodnevno vidljivo da se stepen oštećenja povećava i pretila je realna opasnost da objekat bude zatvoren. Učestala merenja na reperima su izvođena od decembra 2007. godine do maja 2008. godine (sl. 4).



Slika 4 – Merena sleganja na reperima

Prikazani dijagrami sleganja pokazuju da je uvođenje vode u lesno tlo glavni uzrok deformacija, da su sleganja vrlo intenzivna, da su praktično prestala početkom februara 2008. godine.

Nova pucanja vodovodnih cevi i ponovno uvođenje vode u temeljno tlo uticalo bi na to da se deformacije i sleganja reaktiviraju u sličnoj formi kako je to prikazano na slici 4.

Predloženo je da se u terenu između objekta i lesnih odseka na padini prema Dunavu ugradi na 4 mesta po 2 repera. Isti bi poslužili za praćenje razvoja procesa klizanja uz padinu i eventualne ugroženosti objekta tim procesom.

4 PREDLOZI MERA ZA SPREČAVANJE NAKNADNIH SLEGANJA

S obzirom na to da teren izgrađuje lesno tlo koje je izrazito osetljivo na naknadna provlažavanja usled prodora vode u temeljno tlo neohodno je dopunskim projektom sanacije objekta projektovati mere kojima će se sprečiti prodor vode u tlo.

U tom cilju potrebno je sledeće:

- sve dovodnike vode u objekat i odvode iz objekta, a koji su u terenu, projektovati u odgovarajućim betonskim kanaletama. Isti bi imali odgovarajući pad i bili uvedeni u postojeću kanalizacionu ili drugu mrežu a ne dozvoliti slobodno oticanje niz Dunavsku padinu,

- sprečiti proceđivanje atmosferskih i drugih voda kroz behaton oko objekta, a što se projektom može rešiti na različite načine,
- u daljem periodu, povremeno jednom kvartalno, geodetski vršiti merenja na ugrađenim reperima.

5 ZAKLJUČAK

Izvedena ispitivanja su nedvosmisleno pokazala da su sleganja i pucanja objekta posledica velikih gubitaka vode iz vodovodne mreže i uvođenje iste u lesno temeljno tlo.

Ne sme se dozvoliti ponovno uvođenje vode u tlo, jer bi se u tom slučaju deformacije tla i sleganja objekta nastavile.

LITERATURA

[1] *Greške u fundiranju* / M. Milović, M. Đogo / Monografija, FTN Novi Sad, 2005, str. 1 – 438.

[2] *Geotehničko klasifikovanje stenskih masa za podzemne objekte* / M. Vasić / Monografija, FTN Novi Sad, 2007, str. 1 – 175.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Tomislav Janković[1], Slobodan Nedeljković[2], Radomir Milenković[3]

KATEGORIZACIJA U NISKOGRADNJI, ZEMLJOTRESNI ASPEKT

Rezime: Kategorizacija objekata u zemljotresnom inženjerstvu predstavlja veoma značajni faktor ali se njoj ne posvećuje dužna pažnja. Na primeru železničke saobraćajnice pokazano je da na osnovama kategorizacije za individualne objekte istu treba proširiti i prilagoditi potrebama koje su primerene saobraćajnici ovog tipa.

Ključne reči: Zemljotresni hazard, zemljotresni rizik, kategrizacija objekata

CATEGORIZATION IN ROAD AND RAILWAY BUILDING, SEISMIC ASPECT

Summary: In the seismic engineering object categorization represents very important factor which is not jet completely recognized as such. On the basis of the individual objects categorization is shown that categorization should be modified to meet the needs of railway and road design.

Key words: seismic hazard, seismic risk, object categorization

[1] dipl.inž.geol., Saobraćajni institut CIP - Zavod za geotehniku, Beograd
[2] mr, dipl.inž.geol., GeoIn-Internacional, Beograd
[3] dipl.inž.geol., JP "Železnice Srbije" - Sektor za građevinske poslove, Beograd

1. UVOD

Kategorizacija objekata u visokogradnji koja je u važećoj zemljotresnoj regulativi, zasnovana je na sledećim polazištima:

-Posledicama **koje može objekat svojim rušenjem da nanese široj društvenoj zajednici**

-Na javnom je interesu da predmetni objekat zadrži svoju funkciji za vreme dešavanja

potresa i posle njegovog događanja

-Mogućim ljudskim žrtvama koji su posledica razaranja objekta

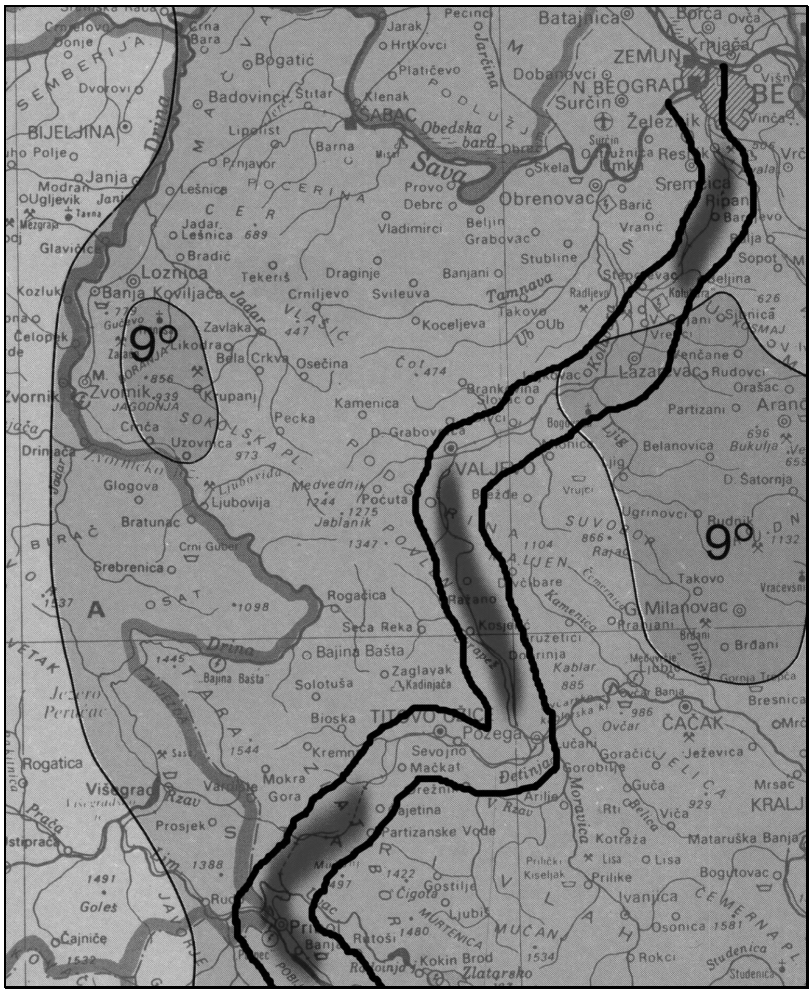
-Dragoceni ili izuzetno važni sadržaji koji su deponovani u objektu i od značaja su za širu društvenu zajednicu

Železnički pravac predstavlja složeni liniski sistem niskogradnje u funkciji saobraćaja i u svom sadržaju ima objekte visokogradnje, i na njega se primenjuje kategorizacija koja je u zemljotresnoj regulativi razrađena za jedinčni objekat visokogradnje. Otuda, treba usaglasiti postojeću kategorizaciju koja se primenjuje za pružne pravce sa onom koja je u zemljotresnoj regulativi. Takav pristup danas se obavlja određenim prilagođavanjem kategorizacije zemljotresne regulative, opštoj, za dati železnički pravac. U zemljotresnoj regulativi, kategorizacijom inženjerska sigurnost dodatno se povećava za odabrani nivo socijalne sigurnosti, i to se brojna izražava koeficijentom kategorije objekta K_0. No, za razliku od jediničnog objekta pružni pravac može se shvatiti kao stvorena sredina liniskog tipa koja je u vrlo tesnoj vezi sa terenom, i zato je potrebno, kroz analizu pojedinačno oceniti povredljivost svakog značajnijeg sastavnog dela stvorene sredine i terena a zatim sintezom rezultata doći do prihvatljive povredljivosti pružnog pravca u obavljanju njegove funkcije saobraćaja u datim zemljotresnim uslovima.

U koncepciji zemljotresne preventive kategorizaciju objekata ne treba tretirati kao manje značajnu jer ona praktično objedinjuje unutar sebe kako zemljotresni hazard tako i zemljotresni rizik. Naime, izbor oleate važeće seizmološke karte zavisi od kategorije objekta (znači visina zemljotresnog hazarda) a i prihvatljivi nivo oštećenja objekta (nivo seizmičkog rizika). Kao što je istaknuto, zemljotresna kategorizacija pružnog pravca nije nimalo jednostavan zadatak i autori su ovim radom pokušali da preko sprovedene analize na pružnom pravcu Beograd - Bar daju doprinos u njegovom rešavanju.

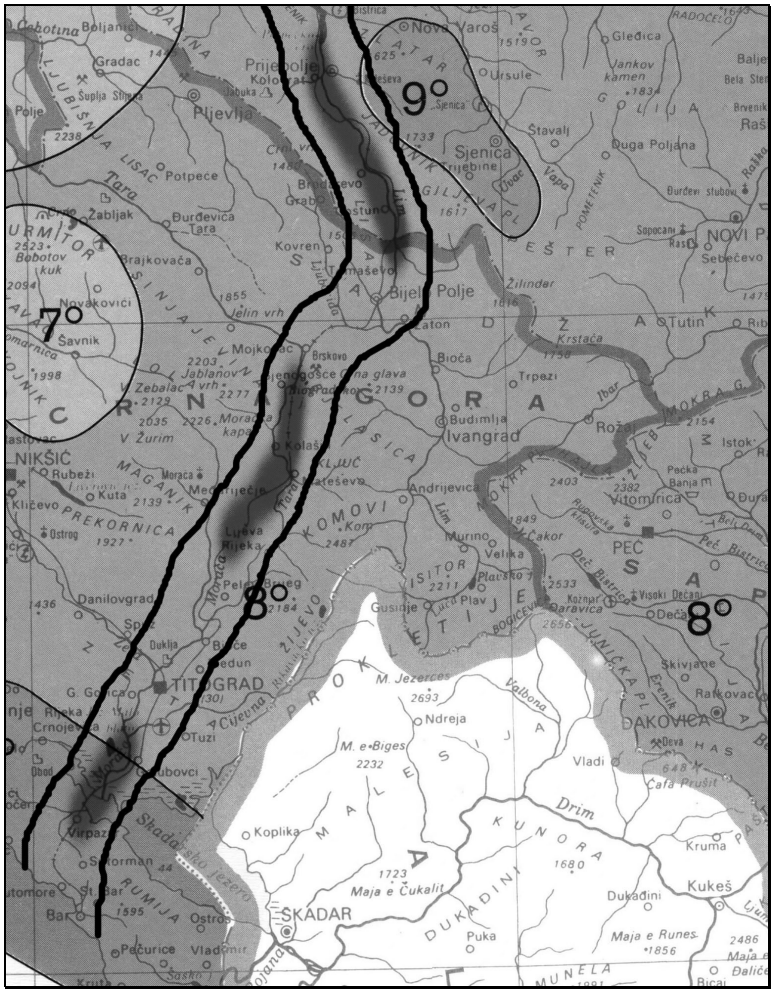
2. SPROVEDENA ANALIZA

Ideja o izgradnji pruge na pravacu Beograd – Bar bila je prisutna u stručnoj javnosti mnogo godina pre njene realizacije ali ograničenje njene izgradnje bio je novac i tehničke teškoće u savlađivanju trase. Tako je još 1951. godine bila osnovana Direkcija za izgradnju ove pruge i 1952. pošelo se sa njenom izgradnjom duž cele trase. Sama izgradnja ovog putnog pravca završena je 1976. godine. Ova saobraćajnica ima kategoriju prvog reda što znači da treba da očuva svoju funkciju za vreme i posle jakih potresa kojima je izložena. Na oleati seizmološke karte koja se odnosi na povratni period zemljotresa od 500 godina prikazan je koridor ovog pravca i naznačeni zemljotresni intenziteti koji su zastupljeni duž koridora, slike 1. i 2.



Slika 1.

Na slikama 1. i 2. su takođe orijentaciono naznačene zone sa inženjersko-geološkim pojavama koje mogu svojim aktiviranjem da značajno ugroze saobraćajnu funkciju predmetnog pružnog pravca. Ovde treba napomenuti da postoje prirodni i tehnogeni uticaji koji dovode do novih ili aktiviranja umirenih geoloških i geodinamičkih procesa i pojava. Od prirodnih, svakako najveći značaj imaju klizišta, odroni, nestabilni sipari i neravnomerna konsolidacija tla. Od veštačkih, odnosno tehnogenih, treba napomenuti klizanja, osipanja i odlamanja u zonama useka i zaseka kao i preduseka i portala tunela, te deformacije visokih nasipa (odlamanja, klizanja i neravnomerna konsolidacija).



Slika 2.

Primena zemljotresne regulative na predmetni pružni pravac treba da uvažava i regulativu koja se odnosi na bezbednost odvijanja saobraćaja kao i regulativu koja se odnosi na elementarne nepogode. No, ne treba isključiti ni regulativu koja se odnosi na očuvanje životne sredine jer se teretnim saobraćaj često prevozi i opasni teret.

U važećoj regulativi prihvatljiv rizik za objekte visokogradnje zasnovan je na sledećim postavkama:

-Za uticaj na konstrukciju tzv. umerenog zemljotresa: za ovakav zemljotres uzima se da postoji velika verovatnoća da se može javiti tokom veka eksploatacije objekta bar jedanput i taj stepen oštećenja može se kontrolisati i definisati u fazi projektovanja a sama oštećenja mogu se lako sanirati.

-Za uticaj jakog zemljotresa koji se često naziva maksimalnim: za zemljotres maksimalnog intenziteta uzima se da postoji mala verovatnoća da se javi tokom veka eksploatacije objekta, ali pri njegovoj pojavi nastaju na objektu teška oštećenja koja dovode do neupotrebljivosti objekta ali ne i do njegovog rušenja.

U EC8 pri projektovanju konstrukcija takođe se polazi od postavki, da konstrukcija pri najačem očekivanom zemljotresu koji se može dogoditi, ne sme da se sruši. Prihvataju se, i značajna oštećenja ali sama konstrukcija mora da zadrži integritet i određenu nisivost i posle zemljotresa. Pošto je zemljotres slučajni događaj to zahtev da objekat ne sme da se sruši više treba da se shvati kao uslovni, jer događanje najačeg zemljotresa ima karakter verovatnoće. Zato EC8 osim provere graničnih stanja nosivosti koji se odnose na granična stanja rušenja ili druge oblike loma konstrukcije čime se ugrožava život ljudi, traži i proveru graničnih stanja upotrebljivosti.

Ove navedene postavke praktično predstavljaju polazni osnov za procenu prihvatljive povredljivosti predmetnog pružnog putnog pravca, pri čemu treba imati u vidu hibridni sastav predmetnog železničkog tehničko – tehnološkog sistema. Tako, mora se imati u vidu povredljivost terena, kao i stvorenih objekata i na toj osnovi treba definisati prihvatljivu povredljivost funkcije saobraćaja. Prekid saobraćaja na duže vreme može da uzrokuju kako seizmo deformacije terena tako i teška oštećenja ključnih stvorenih objekata. Dodatno, u proceni prihvatljive povredljivosti pružnog pravca pri prekidu železničkog saobraćaja, treba uvažiti stepen redukovanja putnog i teretnog saobraćaja dok traju radovi na osposobljavanju saobraćaja. Otuda, kada se govori o kategorizaciji pružnog pravca, vitalne stvorene objekte i seizmo inženjersko-geološke pojave u terenu koje mogu da ugroze njegovu osnovnu funkciju, treba kategorisati povišenom kategorijom u odnosu na one koji nemaju takav uticaj.

Konkretna valorizacija zemljotresnog rizika definisana je proračunom koji se koristi u zemljotresnoj regulativi. Tako se u Pravilniku, ukupna horizontalna seizmička sila računa po obrascu: $S = KG$ gde je K -ukupni seizmički koeficijent, $G -$ ukupna težina objekta. Ukupni seizmički koeficijent računa se po obrascu: $K = K_0 K_S K_d K_P$, gde je: K_0 - koeficijent kategorije objekta; K_S -koeficijent seizmičkog intenziteta; K_d -koeficijent dinamičnosti; K_P -koeficijent duktaliteta i prigušenja.

Treba napomenuti, u slučajevima kada se računa stabilnost terena ili pritisak na potporne zidove u zemljotresnim uslovima, u praksi, koristi se samo koeficijent seizmičnosti i ne uvažavaju se ostali prisutni koeficijenti. No, ovako sračunata zemljotresna sila nedopustivo je redukovana. Teren predstavlja sastavni deo tehničko - tehnološkog sistema i zato treba uzeti u obzir i koeficijent kategorije sistema. Sam teren ima svoj predominantni period oscilovanja tako da ima odziv na pobudnu silu i ima prostora za uvažavanje koeficijenta dinamičnosti, dok za koeficijent duktilnosti treba ostaviti otvoreno pitanje.

Argument navedenom pristupu može da posluži proračun stabilnosti terena koji se preporučuje u EC8. Tako, projektna seizmička inercijalna sila za kvazistatičku analizu uzima se kao:

$F_H = 0{,}5\alpha W$ u horizontalnom pravcu
$F_V = \pm 0{,}5 F_H$ u vertikalnom pravcu

gde je:

α odgovarajući projektni koeficijent ubrzanja tla $\alpha = a_g / g$ (g -ubrzanje zemljine teže), a
W težina mase koja kliza.

Topografski faktor amplifikacije za α takođe je potrebno posebno tretirati a prema proceduri koja je u EC8 dada u dodatku "A". Na ovaj način, može se videti, da u EC8 zemljotresna sila daleko veća od one koja se uzima kod nas korišćenjem samo koeficijenta seizmičnosti. Kategorizacijom objekta traži se dodatna sigurnost ali ona se gubi ako se ne izvede adekvatno potreban inženjerski proračun.

3. ZAKLJUČNA RAZMATRANJA

Sprovedena analiza pokazuje da za potrebe železničkog saobraćaja treba razraditi prilagođenu zemljotresnu regulative na osnovama našeg važećeg Pravilnika i Evrokoda EC8.

Kategorizacija praktično pruža mogućnost da se bolje ostvari kontrolisana povredljivost tehničko – tehnoloških složenih sistema, ali i jediničnih stvorenih objekata.

Za potrebe projektovanja sanacije objekata i nestabilnih kosina duž pravaca važnijih koridora železničkih pruga (Beograd – Bar, Beograd – Niš i dr.), potrebno je postojeće pravilnike i upustva koji se koriste kao važeća regulativa na Železnicama Srbije dopuniti i prilagoditi sa zemljotresnim regulativama u okviru Evrokoda EC8. Ovo je naročito značajno za upotpunjavanje podataka potrebnih pri izradi projekata sanacije jer su na koridorima pruga zapažene značajne deformacije kako okolnog terena tako i objekata (mostovi, tuneli) na trasi pruge (primer klizišta na pruzi Beograd – Bar na km 144, km 178, km 212, km 237, itd.)

LITERATURA

[1] *Istorija železnica Srbije, Vojvodine, Crne Gore i Kosova* / J.Nikolić / Zavod za novinsko – izdavačku i propagadnu delatnost, 1980, Beograd.
[2] *Informacioni sistem inženjerskogeoloških procesa i pojava u koridoru pruge Beograd-Bar* / Grupa autora / Saobraćajni institut CIP , 1995, Beograd.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Nedeljković Slobodan[1], Vladeta Vujanić[2], Milovan Jotić[3]

ZEMLJOTRESNI HAZARD I EVROKOD EC8, NEKI ASPEKTI

Rezime:

Koncepcija, u važećoj zemljotresnoj regulativi u odnosu na zemljotresni hazard, zadovoljava savremeni pristup tom problemu. U radu, ukazuje se, na potrebu detaljnijeg uključivanja zemljotresnog hazarda koji se odnosi na povratne periode zemljotresa od 50, 100, 200 i 1000 godina u zemljotresni rizik.

Ključne reči: Zemljotresni hazard, zemljotresni rizik, oleate zemljotresne karte

EARTHQUAKE HAZARD AND EUROCODE EC8, SOME ASPECTS

Summary:

The concept within the scope of valid governing regulations on earthquake hazard fulfills the modern approach to this issue. This paper is revealing the necessity of thorough inclusion of the earthquake hazard which is referring to recurrence periods of earthquakes of 50, 100, 200 and 1000 years into the earthquake risk.

Key words: earthquake hazard, earthquake risk, earthquake oleograph map

[1] Mr Slobodan Nedeljković, dipl.inž.geol., Geo in International, 11000 Beograd, Ustanička 189/I-8b
[2] Mr Vladeta Vujanić, dipl.inž.geol. Institut za puteve, a.d., 11040 Beograd, Kumodraďka 257
[3] Milovan Jotić, dipl.inž.geol. Institut za puteve, a.d., 11040 Beograd, Kumodraďka 257

1 UVOD

Proračun zemljotresne seizmootpornosti konstrukcije traži poznavanje pobudne sile i dinamičkih osobenosti same konstrukcije. Poznavanje pobudne sile vezano je za probleme zemljotresnog hazarda, dok je ponašanje konstrukcije vezano za probleme zemljotresnog rizika. Zemljotresni rizik odnosi se na prihvatljiv nivo oštećenja koji se očekuje na konstrukciji pri datom zemljotresnom hazardu i praktično je vezan za levu stranu jednačine ravnoteže. Neodređenost zemljotresnog hazarda kao i zemljotresnog rizika traži njihovu detaljnu analizu, a sintezom rezultata ovih analiza moguće je definisati postupak prihvatljive zemljotresne preventive.

U Evrokodu EC8, dat je postupak načina proračuna seizmo otporne konstrukcije. Zemljotresno kretanje u datoj tački na površini tla načelno se prikazuje preko elastičnog spektra odgovora ubrzanja tla koje se obično naziva "elastični spektar odgovora". Zemljotresni hazard u EC8, brojno se izražava preko vrednosti a_g efektivnog maksimalnog ubrzanja tla na nivou stene ili čvrstog tla. Ovo ubrzanje predstavlja "projektno ubrzanje tla" odnosno predstavlja nivo zemljotresnog hazarda. U EC8 opisan je način kao treba definisati nivo hazarda, pa se tako preporučuje da se shvati kao maksimalno ubrzanje na osnovnoj steni (citat): "u opštem slučaju, teži se da se projektno ubrzanje tla poklopi sa stvarnim maksimalnim ubrzanjem tla usled zemljotresa sa umerenim do visokim magnitudama i srednjim do dugim epicentralnim rastojanjima i koje karakteriše, u čvrstom tlu širok i približno ravnomeran frekfentni spektar".

2 ZEMLJOTRESNI HAZARD

Opšti zemljotresni hazard sadrži niz parcijalnih i zato ga je veoma teško definisati. Tako, frekfentni i amplitudni spektar izlučenih talasa koji nose seizmičku energiju, veoma zavisi od procesa koji se odigravaju pri lomu stenskih masa u ognjištu. Ovaj spektar trpi promene na putu, ognjište - lokacija objekta, a zatim na njega utiče prostor lokacije objekta da bi se na kraju došlo do sile *f(t)*, koja predstavlja spoljno opterećenje. Zemljotres predstavlja akt impulsne tektonike. Ocena njegove jačine u „ognjištu" vrši se magnitudom a u novije vreme i seizmičkim momentom, dok na površini terena, jačina mu se meri seizmičkim stepenom. Magnituda pokazuje koliko je puta registrovani zemljotres veći od proizvoljno izabranog, tzv. "nultog" zemljotresa. Ona se određuje na osnovu upoređivanja amplituda i perioda talasa pomenutih zemljotresa, i praktično, predstavlja meru za ocenu seizmičke energije. Pošto se određuje na osnovu upoređivanja amplituda talasa pomenutih zemljotresa, ona praktično, predstavlja relativnu meru ocene seizmičke energije. Otuda, izbor akcelerograma za potrebe proračuna seizmootporne konstrukcije zasnovan na veličini magnitude ima krupne nedostatke. Kod slabih potresa dimenzije raseda koji se cepa su male i taj proces odigrava se u homogenoj sredini, npr. krtoj, no kod jakih potresa dužina raseda je velika i odigrava se i u krtoj i u kvaziplastičnoj, i pri lomu ovakvih sredina spektri izlučnih talasa su različiti i zbog toga simuliranje spektra talasa koje izlučuje ognjište budućeg jakog zemljotresa biva krajnje neodređeno. Za razliku od magnitude, seizmički momenat unekoliko je povezan sa fizikom koja se odigrava u ognjištu pri zemljotresu, ali u prirodi je prisutna i pojava "puženja" (krip) stenske mase pri čemu se javlja veliki momenat, ali on nije praćen zemljotresom.

Pri dešavanju zemljotresa formira se zona neposrednog loma stenske mase i stvaranje magistralnog raseda sa pratećim sekundarnim (manjim) rasedima, zatim zona plastičnih deformacija i zona elastičnih defomacija. Iz zone elastičnih deformacija potiču zapreminski seizmički talasi koji iznose seizmičku energiju na površinu zemlje. Energija zemljotresa mnogo je veća od pomenute seizmičke i ona potiče iz mnogo šireg prostora od onog koji pripada ognjištu. Ognjište zemljotresa ima svoje dimenzije i u sledećoj tabeli su navedene orijentacione vrednosti pojedinih parametara u zavisnosti od magnitude zemljotresa.

Tabela 1 – Orijentacione dimenzije ognjišta u zavisnosti od magnitude

M	M_0	L	W	R	D
	din·cm	*km*	*km*	*km*	*cm*
4	$0{,}63 \cdot 10^{22}$	3,0	1,4	1,0	0,62
5	$0{,}25 \cdot 10^{24}$	8,3	3,6	2,7	3,50
6	$0{,}10 \cdot 10^{26}$	23	9,2	7,3	20
7	$0{,}40 \cdot 10^{27}$	62	24	19	120

Gde su:

M - magnituda; M_0 (din·cm) - seizmički moment; *L* (km) - dužina raseda; *W* (km) - pružanje raseda u dubinu; *R* (km) - radijus ognjišne zone; *D* (cm) - pomeranje po rasednom ogledalu. U delu kada seizmički talasi koji nose seizmičku energiju putuju od ognjišta ka lokaciji, na tom putu gube deo energije koju nose. Stepen gubitka ove energije krajnje je neodređen.

3 ZEMLJOTRESNI RIZIK

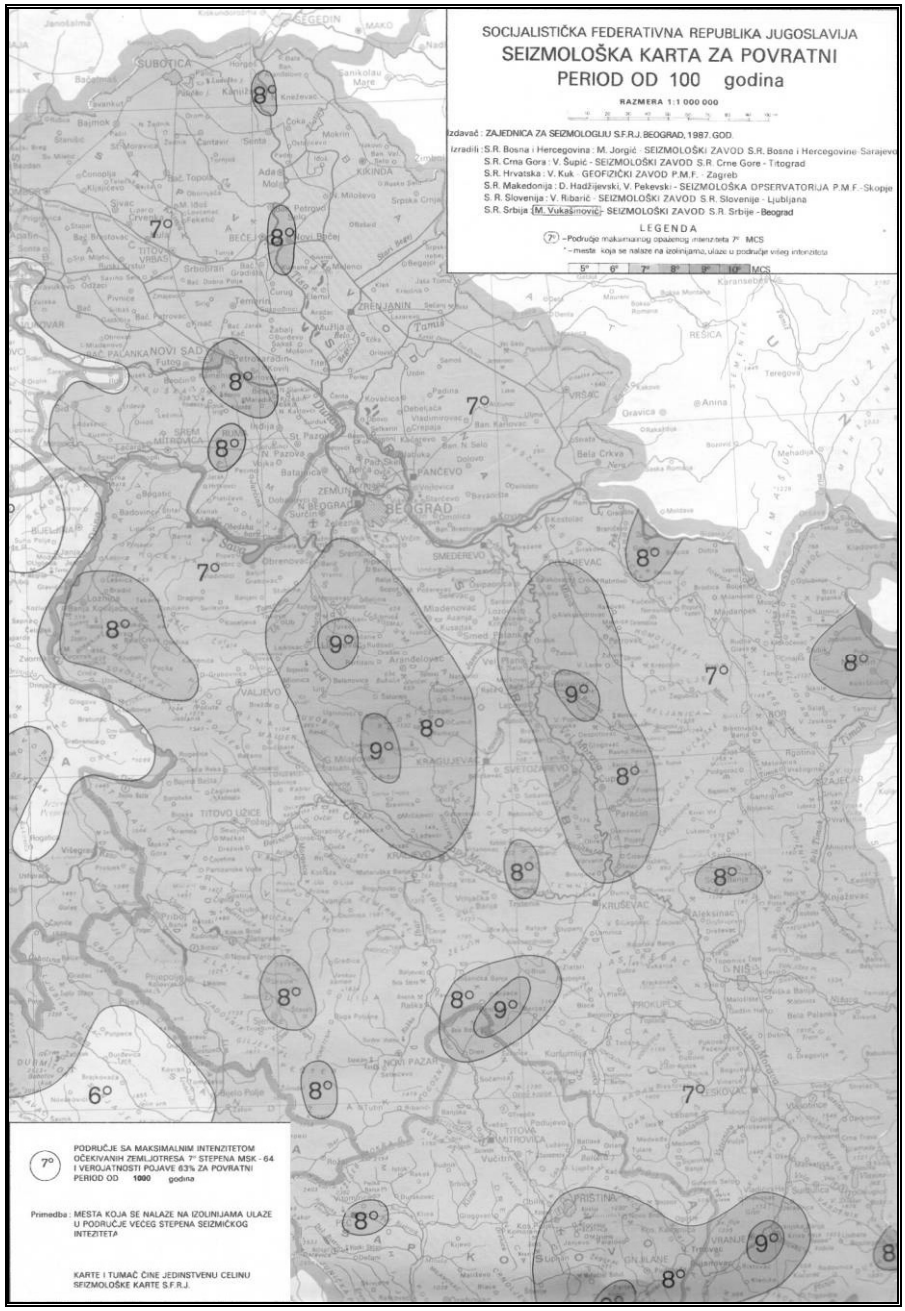
Procena seizmičkog rizika zasnovana je na odnosu eksploatacionog perioda objekta i povratnog perioda zemljotresa. Na osnovu ova dva parametra određuje se nivo prihvatljivog rizika.

$P = 1 - e^{-\frac{t}{T}}$ gde je: *P* - verovatnoća događanja stepena potencijalne seizmičke opasnosti; *t* - eksploatacioni period objekta; *T* - povratni period zemljotresa. Funkcija $F_{I_0}(t) = e^{-\frac{t}{T}}$ označava verovatnoću da se u vremenskom intervalu (0,*t*) neće pojaviti dati intenzitet i veći, koji bi bili uzrok nastupa graničnog stanja konstrukcije. Pravilnik o tehničkim normativima za izgradnju objekata visokogradnje u seizmičkim područjima (Sl.list SFRJ 31/81), i njegove kasnije izmene i dopune navedene u službenom listu SFRJ 52/90 uvele su u upotrebu seizmološku kartu sa šest oleata koje se odnose na povratne periode zemljotresa 50, 100, 200, 500, 1000, i 10000 godina, slike 1, 2 i 3. Pravilnikom, u proceduri je korišćenje za objekte druge i treće kategorije, preporučena oleata seizmološke karte koja se odnosi na povratni period zemljotresa od 500 godina, što znači da se očekije da objekti ove kategorije tokom svog veka eksploatacije mogu da budu pogođene datim intenzitetom sa karte bar jedanput. Međutim, često, isti intenzitet koji je naveden na karti od 500 godina javlja se i na oleati sa povratnim periodom zemljotresa od 200 godina i ta činjenica ostaje nevalorizovana u proceni zemljotresnog rizika predmetnih kategorija objekata za te prostore. Kao primer, navodimo prostor Beograda i u tekstu smo prezentirali oleate za prostor Srbije koje se odnose na povratni period zemljotresa od 200 i 500 godina.

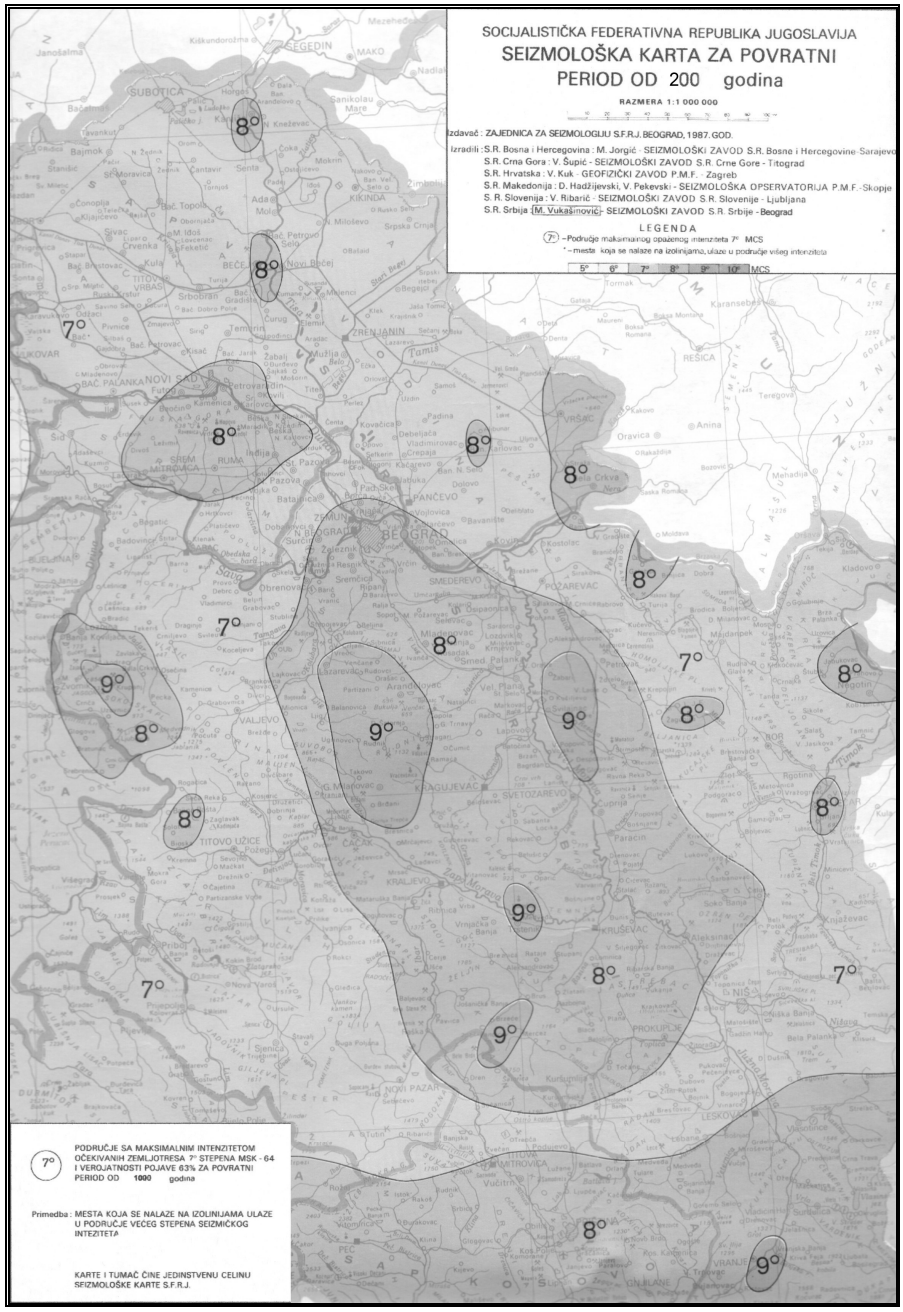
4 ZAKLJUČAK

U proceduri korišćenja važeće oleate seizmološke karte pri određivanju zemljotresnog rizika treba uvažiti i intenzitete koji se javljaju i na oleatama sa kraćim vremenskim periodima od važeće oleate.

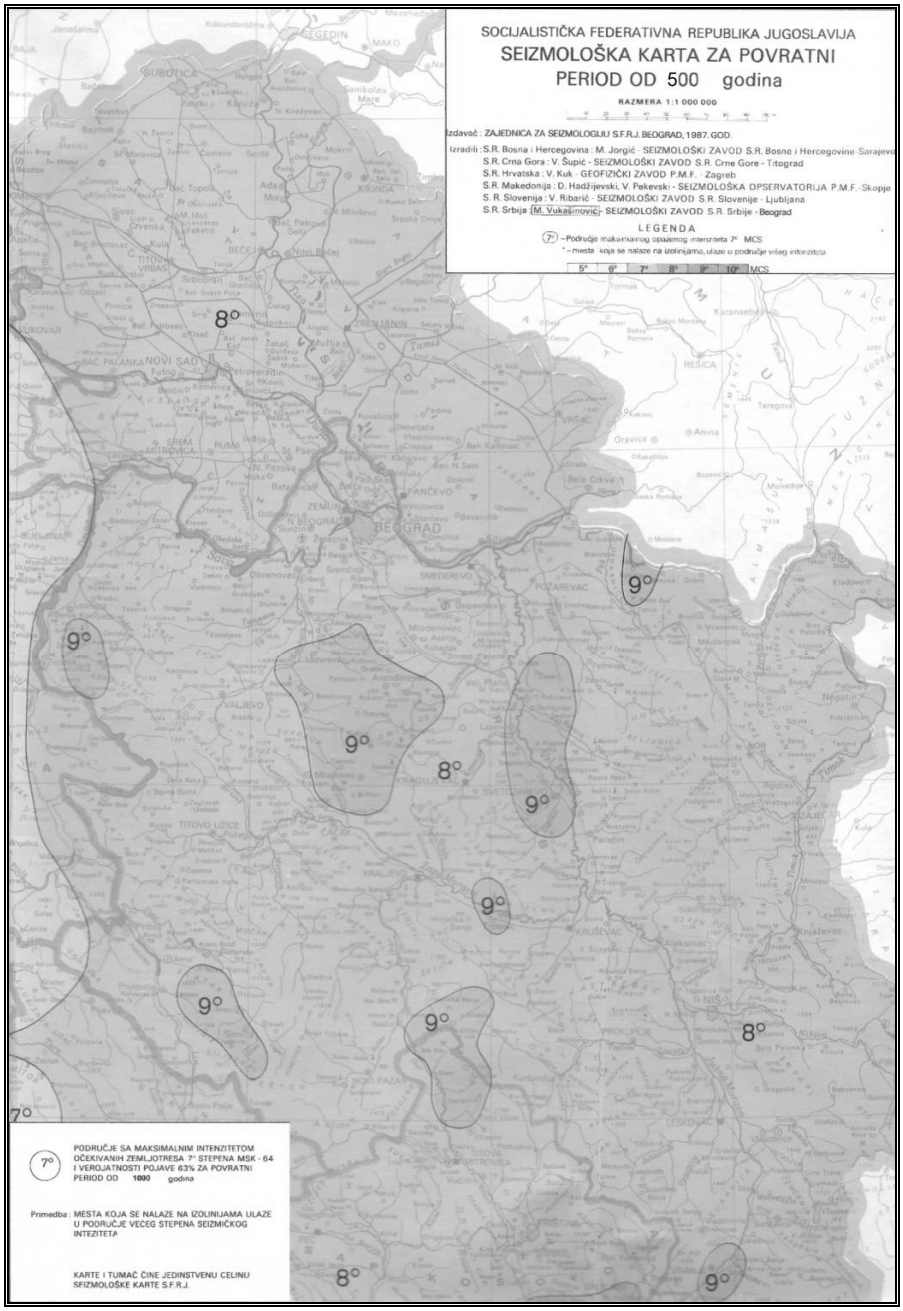
Takođe, ukazujemo na grešku u visini seizmičkih intenziteta za prostore Sjenice, Peštara i Peći, jer se veći intenzitet za ove prostore javlja na oleati sa povratnim periodom od 100 godina u odnosu na onaj koji se javlja na ovim prostorima na oleati sa povratnim periodom od 200 godina, i zato smo u tekstu naveli i oleatu sa povretnim periodom od 100 godina.



Slika 1 - Seizmološka karta Srbije za povratni period od 100 godina
Figure 1 - Seismic map of Serbia for recurrence period of 100 years



Slika 2 - Seizmološka karta Srbije za povratni period od 200 godina
Figure 2 - Seismic map of Serbia for recurrence period of 200 years



Slika 3 - Seizmološka karta Srbije za povratni period od 500 godina
Figure 3 - Seismic map of Serbia for recurrence period of 500 years

LITERATURA:

[1] Stručna dokumentacija Instituta za puteve, a.d., Beograd.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Aleksandra Radujković[1], Andrija Rašeta[2], Đorđe Lađinović[3]

SEIZMIČKA ANALIZA AB OKVIRNE KONSTRUKCIJE PRIMENOM NELINEARNE METODE N2

Rezime:

U radu je prikazana primena N2 metode koja služi za procenu ponašanja konstrukcija izloženih seizmičkom dejstvu. Ona se zasniva na pojednostavljenom postupku proračuna u kojem se kombinuje nelinearna analiza i metoda spektra odgovora. Primena metode je ilustrovana na ravanskoj petospratnoj armirano-betonskoj skeletnoj konstrukciji.

Ključne reči: N2 metoda, nelinearne metode, "pushover" analiza, zgrade

SEISMIC ANALYSIS RC FRAME STRUCTURE BY USING NONLINEAR METHOD N2

Summary:

The paper presents implementation of N2 method, which is used for the assessment of the structural behaviour under seicmic action. It is based on the simplified procedure which combines nonlinear static (pushover) analysis and response spectrum method. Implementation of this method is shown on five-story RC frame structure.

Key words: N2 method, nonlinear methods, pushover analysis, buildings

[1] mr, dipl.građ.inž., FTN, Trg D. Obradovića 6 Novi Sad
[2] dipl.građ.inž., FTN, Trg D. Obradovića 6 Novi Sad
[3] dr, dipl.građ.inž, FTN, Trg D. Obradovića 6 Novi Sad

1 UVOD

Prema odredbama domaće tehničke regulative, za analizu konstrukcija objekata visokogradnje izloženih seizmičkim dejstvima primenjuje se metoda ekvivaletnog statičkog opterećenja ili metoda dinamičke analize. Prema evropskom standardu EN 1998 [1], za seizmički proračun konstrukcija propisane su metode analize: metoda ekvivaletnog statičkog opterećenja, modalna analiza uz primenu spektra odgovora, nelinearna statička ("pushover") analiza i nelinearna vremenska dinamička analiza. Proračun primenom linearnih metoda daje dobar uvid u veličinu sezmičkih sila, ali ne i dobru procenu pomeranja i drugih deformacijskih veličina, zbog čega se javlja sve veća potreba za primenom nelinearnih metoda analize [2]. U radu je dat prikaz primene N2 metode [3], koja je uvrštena u EN 1998 (Evrokod 8) jer je veoma pogodna za praktičnu primenu.

2 OPIS N2 METODE

N2 metoda služi za procenu ponašanja konstrukcija za vreme zemljotresa [4], [5]. Ona se zasniva na uprošćenom postupku proračuna u kojem se kombinuje nelinearna analiza i metoda spektra odgovora [6]. Postupak proračuna primenom N2 metode sprovodi se u osam koraka.

Korak I predstavljaju ulazni podaci za proračun. Koristi se ravanski model sa više stepeni slobode pomeranja sa potrebnim podacima za uobičajenu linearnu analizu, kao i nelinearna veza sila – pomeranje za svaki presek nosećih elemenata. Seizmičko dejstvo se uvodi u propračun preko elastičnog spektra ubrzanja za usvojeni projektni nivo seizmičkog hazarda.

U II koraku se seizmički zahtevi predstavljaju u AD formatu (A – acceleration, D – displacement). Za sistem sa jednim stepenom slobode pomeranja, veza između spektralnog pomeranja S_{de} i ubrzanja S_{ae}, za odgovarajući period vibracija T, data je jednačinom:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \tag{1}$$

Za nelinearni sistem sa jednim stepenom slobode pomeranja, pri bilinearnoj zavisnosti sila – pomeranje, vrednosti spektralnog ubrzanja i pomeranja su:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \tag{2}$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \tag{3}$$

gde je μ duktilnost sistema, a R_μ faktor redukcije koji zavisi od duktilnosti:

$$R_\mu = (\mu - 1)\frac{T}{T_c} + 1 \qquad \text{za} \qquad T < T_c \tag{4}$$

$$R_\mu = \mu \qquad \text{za} \qquad T \geq T_c \tag{5}$$

U ovim izrazima sa T_c je označena karakteristična vrednost perioda vibracija tla na granici između oblasti spektra sa konstantnim ubrzanjem i konstantnom brzinom.

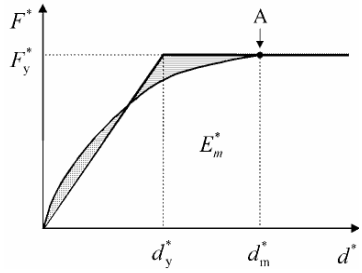
Korak III N2 metode je "pushover" analiza kojom se dobija nelinearna zavisnosti između ukupne smičuće sile i pomeranja vrha konstrukcije. Raspodela poprečnog opterećenja se najčešće zadaje kao "ravnomerna" ili "modalna", ali se mogu koristiti i složeni tzv. "adaptivni" postupci sa inkrementalnom korekcijom opterećenja [7]. Geomerijska nelinearnost uvodi se putem $P-\Delta$ efekata i inkrementalnog određivanja pomeranja, dok se materijalna nelinearnost uvodi primenom nelinearne veze sila-deformacija u plastičnim zglobovima.

U IV koraku se formira ekvivalentan sistem sa jednim stepenom slobode pomeranja (SDOF sistem). Karakteristike SDOF sistema (sila F^* i pomeranje d^*) određuju se na osnovu karakteristika sistema sa više stepeni slobode pomeranja (MDOF sistema) – ukupne smičuće sile V i pomeranje vrha konstrukcije d_t:

$$d^* = \frac{d_t}{\Gamma}, \qquad F^* = \frac{V}{\Gamma} \tag{6}$$

gde je Γ faktor participacije. On zavisi od raspodele masa m_i i oblika spratnih pomeranja Φ_i koja odgovaraju usvojenoj raspodeli seizmičkih sila:

$$\Gamma = \frac{\Sigma m_i \Phi_i}{\Sigma m_i \Phi_i^2} = \frac{m^*}{\Sigma m_i \Phi_i^2} \tag{7}$$



Slika 1 – Određivanje idealizovane bilinearne veze sila – pomeranje prema EC8

Zavisnost sila-pomeranje uspostavljena za MDOF sistem, primenjuje se i na SDOF sistem jednostavnim deljenjem i sile i pomeranja faktorom participacije Γ, odnosno promenom razmere za obe ose. Da bi se odredila pojednostavljena elastična-idealno plastična veza sile i pomeranja za SDOF sistem (sl. 1), primenjuje se preporuka Evrokoda 8-1 [1] data u aneksu B:

$$d_y^* = 2\left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*}\right) \tag{8}$$

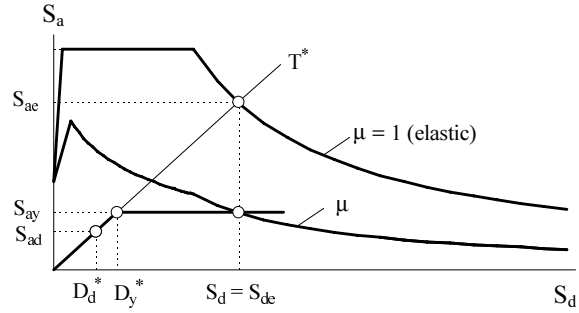
gde su d_y^* i F_y^* pomeranje i sila na granici tečenja, d_m^* je pomeranje koje odgovara sili pri kojoj se formira potpuni plastični mehanizam, a E_m^* energija potrebna za njegovo formiranje. Period vibracija idealizovanog SDOF sistema određuje se na osnovu izraza:

$$T^* = 2\pi\sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \tag{9}$$

Na osnovu ovako određenih karakteristika SDOF sistema, određuje se kriva kapaciteta koja se dobija na osnovu izraza:

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \tag{10}$$

Korak V predstavlja određivanje seizmičkih zahteva za SDOF sistem. Seizmički zahtevi se određuju pomoću grafičkog postupka, koji je na slici 2 prikazan za $T^* \geq T_c$. Neophodno je na istom dijagramu prikazati spektar zahteva za projektno seizmičko dejstvo i krivu kapaciteta za idealizovani SDOF sistem. Presek radijalne linije T^* bilinearnog sistema sa spektralnom krivom određuje potrebnu nosivost sistema S_{ae} i veličinu pomeranja S_{de}.



Slika 2 – Elastični i neelestični spektar u odnosu na dijagram kapaciteta za $T^* \geq T_c$

Faktor redukcije R_μ se određuje na osnovu izraza:

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} \tag{11}$$

Ako je period $T^* \geq T_c$, zahtevano neelastično pomeranje S_d jednako je zahtevanom elastičnom pomeranju S_{de}, odnosno zahtevana duktilnost μ je jednaka faktoru redukcije R_μ:

$$S_d = S_{de}(T^*) \qquad \mu = R_\mu \tag{12}$$

Ako je period $T^* < T_c$ zahtevana duktilnost μ i pomeranje S_d se dobijaju na osnovu sledećih izraza:

$$\mu = 1 + (R_\mu - 1)\frac{T_c}{T} \tag{13}$$

$$S_d = \mu \cdot d_y \tag{14}$$

U koracima VI i VII se određuju globalni i lokalni seizmički zahtevi. Zahtevano pomeranje SDOF sistema S_d se transformiše u globalno zahtevano maksimalno pomeranje vrha konstrukcije MDOF sistema d_t pomoću izraza:

$$d_t = \Gamma \cdot S_d \tag{15}$$

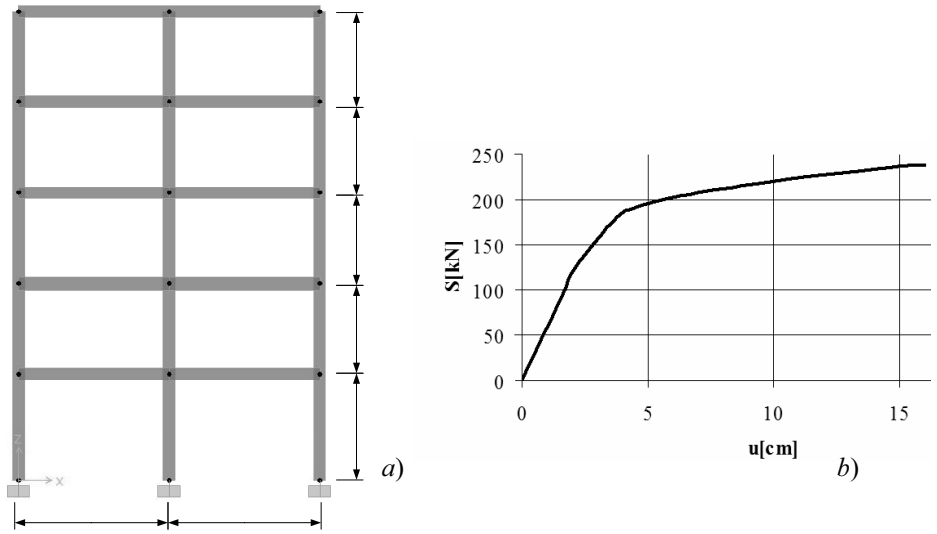
Vrednost lokalnih seizmičkih zahteva (maksimalna relativna spratna pomeranja, rotacije poprečnih preseka na krajevima štapova i sl.), određuje se primenom "pushover" analize, pri čemu je potrebno realizovati maksimalno pomeranje vrha zgrade d_t .

Korak VIII daje procenu seizmičkih performansi koja se vrši poređenjem seizmičkih zahteva iz koraka 7 i raspoloživog kapaciteta konstrukcije.

3 NUMERIČKI PRIMER

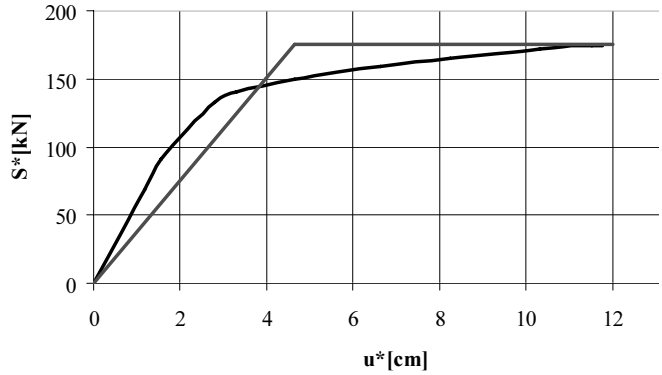
Opisani postupak proračuna primenom N2 metode, primenjen je na petospratni AB okvir prikazan na slici 3a. Mase u nivou svih etaža imaju vrednost 20.4 t. Da bi se odredila potrebna armatura u gredama i stubovima, izvršena je preliminarna seizmička analiza, pri čemu su seizmički uticaji određeni primenom ekvivalentne statičke metode. Elastični spektar odgovora za horizontalno seizmičko dejstvo uzeto je prema Evrokodu 8 [1], sa sledećim parametrima: tip elastičnog odgovora 1, tip tla B, $a_g = 0.3$ i $\eta = 1$. Pri dimenzionisanju elemenata konstrukcije korišćena je armatura RA 400/500 i beton marke MB 30. Dimenzije poprečnih preseka stubova su 40×40 *cm*, armiranih sa 12∅16, a greda 30×40 *cm*, armiranih sa ±4∅16. Nakon što se usvoji armatura u gredama i stubovoma, potrebno je definisati karakteristike plastičnih zglobova (krive sila-deformacija) u zavisnosti od tipa elementa (greda, stub...) i vrste deformacije (savijanje, smicanje...). Za tu svrhu mogu se koristiti i neki od postojećih tehničkih propisa, npr. FEMA 273 – za detalje videti [8].

Nakon definisanja svih potrebnih ulaznih podataka, sprovedena je nelinearna statička analiza višespratne konstrukcije. U proračunu je usvojena linearna raspodela seizmičkih sila po visini zgrade ("modalna" raspodela), pri čemu je ona zadržana konstantnom u toku celokupne analize. Na osnovu sprovedene "pushover" analize, određena je zavisnost sila-pomeranje za celu konstrukciju (sl. 3b). Potpuni plastični mehanizam se formirao pri sili: $V = 238\,kN$ i pomeranju vrha konstrukcije: $d = 15.7cm$.



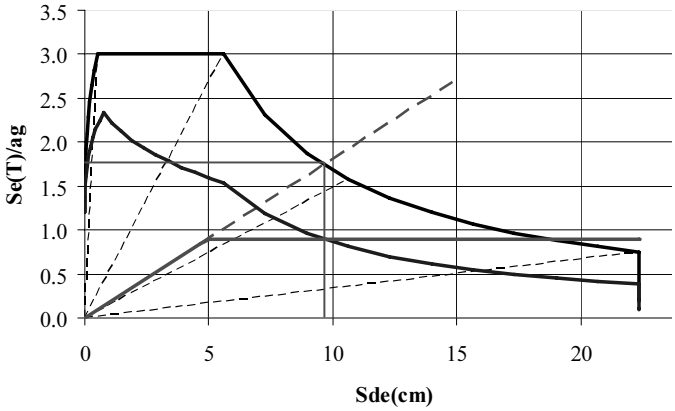
Slika 3 – a) Geometrijske karakteristike okvira, b) "Pushover" kriva – MDOF sistem

Prema jednačinama (7), ekvivalentna masa i faktor participacije ekvivalentnog SDOF sistema imaju sledeće vrednosti: $m^* = 62.52\,t$, $\Gamma = 1.36$, respektivno. Na slici 4 prikazana je "pushover" kriva i njena bilinearna idealizacija, pri čemu su oba dijagrama transformisana na ekvivalentni SDOF sistem.



Slika 4 – Pushover kriva i bilinearna idealizacija – SDOF sistem

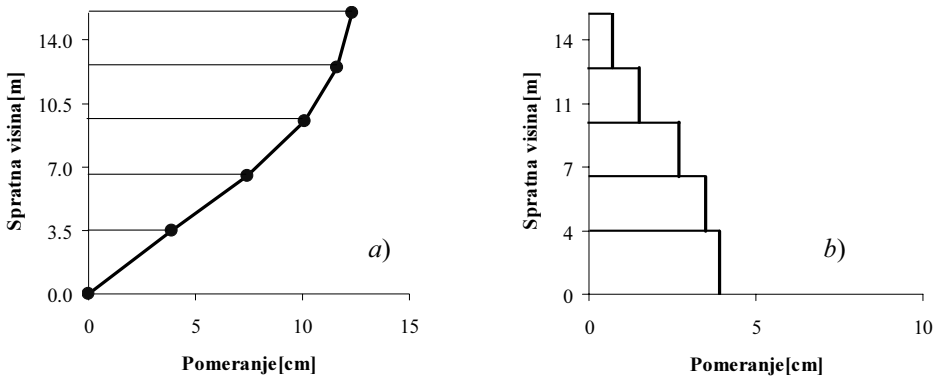
Prema jednačini (6), određene su sila i pomeranje u trenutku formiranja plastičnog mehanizma: $F_y^* = 175\ kN$; $d_m^* = 11.54\ cm$. Na osnovu određene površine $E_m^* = 1614.5\ kNcm$, iz jednačine (8) je određeno pomeranje na granici tečenja: $d_y^* = 4.64\ cm$. Period vibracija idealizovanog SDOF sistema iznosi: $T^* = 0.81\ s$, a ubrzanje na granici tečenja: $S_{ay} = 2.8\ m/s^2$. Dijagram kapaciteta i spektar zahteva prikazani su na slici 5, na osnovu kojih su dobijene vrednosti $S_{ae} = 5.45\ m/s^2$ i $S_{de} = 9.04\ cm$. Faktor redukcije (11) iznosi: $R_\mu = 1.95$. Pošto je period idealizovanog SDOF sistema T^* veći od $T_c = 0.5\ s$, primenjuje se pravilo "jednakih pomeranja": $\mu = R_\mu = 1.95$ i $S_d = S_{de} = 9.04\ cm$.



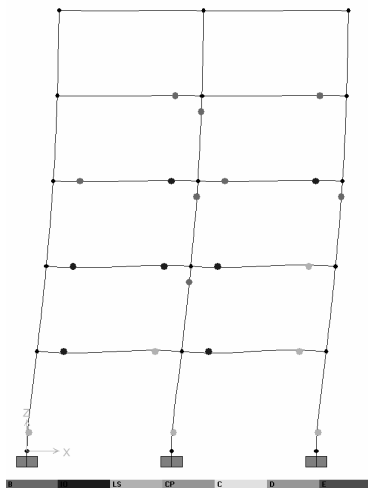
Slika 5 – Elastični i neelestični spektar zahteva i dijagram kapaciteta idealizovane konstrukcije

Zahtevano pomeranje SDOF sistema tranformiše se u pomeranje vrha zgrade (15), koje za razmatranu konstrukciju iznosi: $d_t = 12.3\,cm$. Nakon toga je sprovedena nelinearna statička analiza višespratne konstrukcije, pri čemu je konstrukcija postupno "gurana" sve dok nije dostignuta vrednost zahtevanog pomeranja. Pri dostignutom ciljnom pomeranju: $d_t = 12.3\,cm$, određena su pomeranja u nivo međuspratnih tavanica i relativna spratna pomeranja (sl. 6).

Za razmatrano seizmičko dejstvo u konstrukciji se javljaju nelinearne deformacije, pri čemu dolazi do plastifikacije u stubovima prizemlja i na krajevima nekih greda (sl. 7). Pri dostignutom nivou deformacija, koje odgova ciljnom pomeranju d_t, nije se formirao potpuni plastični mehanizam. Ovo ukazuje da konstrukcija ima dovoljan kapacitet deformisanja da izdrži zemljotres date jačine bez rušenja. U stubovima prizemlja i na krajevima određenog broja greda dolazi do plastifikacije, ali ni u jednom preseku nije dostignuto stanje loma (deformacije su manje od graničnih).



Slika 6 a) Spratna pomeranja; b) Relativna spratna pomeranja



Slika 7 – Deformacija sistema i raspored plastičnih zglobova za ciljno pomeranje d_t

4 ZAKLJUČAK

N2 metoda služi za praktičnu procenu seizmičkog ponašanja konstrukcije višespratnih zgrada. Ona se zasniva na pojednostavljenom postupku proračuna u kojem se kombinuje nelinearna analiza i metoda spektra odgovora, pri čemu se koriste dva matematička modela. Prvi matematički model je sistem sa više stepeni slobode (MDOF), a drugi je sistem sa jednim stepenom slobode (SDOF). Za određivanje uticaja u MDOF modelu, koristi se nelinearna statička analiza da bi se odredila "pushover" kriva, koja se zatim transformiše u bilnearan oblik da bi se odredile karakteristike ekvivalentnog SDOF sistema. Dobijena "pushover" kriva se konvertuje u krivu kapaciteta u AD formatu. Komparacijom krive kapaciteta i spektralnih krivi pobude, utvrđuje se odnos kapaciteta nosivosti i veličine seizmičkih zahteva, pre svega potrebne nosivosti i ciljnog pomeranja. Ovako određeno ciljno pomeranje se ponovo konvertuje u odgovarajuće pomeranje MDOF sistema. Nakon toga se ceo sistem "gurne" do tako određenog ukupnog pomeranja, uz određivanje uticaja u višespratnoj konstrukciji i praćenje formiranja plastičnih zglobova i propagacije nelineranih deformacija. Rezultati imaju zadovoljavajuću tačnost za konstrukcije kod kojih efekti viših tonova vibracija nemaju bitan uticaj na ukupan odgovor konstrukcije.

LITERATURA

[1] *EN 1998-1 – Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1* / European Committee for Standardization // CEN, Brussels, December 2004.

[2] *Uporedna analiza Evrokoda 8 za projektovanje seizmički otpornih konstrukcija sa nekim nacionalnim odredbama* / R. Folić, Đ. Lađinović // Građevinski kalendar, SGITJ, Beograd, 2003, str. 429-487.

[3] *The N2 Method for the Seismic Damage Analysis of RC Buildings* / P. Fajfar, P. Gašperšič // Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1996, vol. 25 31-46.

[4] *Metoda procjene seizmičkog ponašanja zgrada i mostova* / P. Fajfar, M. Fischinger, T. Isaković // GRAĐEVINAR 52, 2000, 9, 767-777.

[5] *Nelinearni seizmički proračun konstrukcija prema normi EN 1998-1:2004* / M. Čaušević, E. Zehentner // GRAĐEVINAR 59, 2007, 11 663-671.

[6] *A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design* / P. Fajfar, // Erthquake Spectra, vol. 16, No. 3, 2000, pp 573-592.

[7] *Pushover analiza višespratnih armiranobetonskih okvira* / Đ. Lađinović, M. Ćosić // SGIT Srbije, Sokobanja, 13-16 maj 2008.

[8] *FEMA 273: NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings* / Federal Emergency Management Agency // Washington D.C., 1997.

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 SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Vicko Letica [1]

TEMPERATURNO–TOPLOTNI EFEKTI ZA BRANU PROJEKTOVANU OD RCC

Rezime:

U ovom radu daje se prikaz numeričkog proračuna masivnih RCC konstrukcija za dopunska opterećenja od temperaturno-toplotnih efekata. Detaljno je obrazložen postupak usvajanja ulaznih parametara i prikazan proračun brane Bassara visine 67.00 m, lokacirane u severnom delu Iraka.

Ključne reči: temperaturno-toplotni efekti, gravitaciona brana, RCC

TEMPERATURE-HEAT EFFECTS FOR RCC DAM

Summary:

This paper deals with evaluation of massive RCC structures to be exposed to unusual loads due to temperature-heat effects. The adoption procedure for input parameters has been explained in detail and example of calculation of these effects for a gravitation dam Bassara 67.00 m height, located in north Iraq.

Keywords: temperature-heat effects, gravitation dam, RCC

[1] Mr.dipl.gradj.inž., Direktor Sektora za brane, "IK Konsalting i projektovanje d.o.o.", Beograd

1. OPŠTE

Pri projektovanju masivnih konstrukcija, projektanti se, gotovo uvek, susreću sa problemom temperaturno – toplotnih uticaja, pogotovo ako takve konstrukcije imaju značajne debljine, a pogotovo dužine. Pri promeni temperaturnog stanja tela pod delovanjem temperature hidratacije cementa i promene spoljne temperature vazduha, dolazi do pojave napona koji često dostižu znatne vrednosti i prouzrokuju pojavu pukotina.

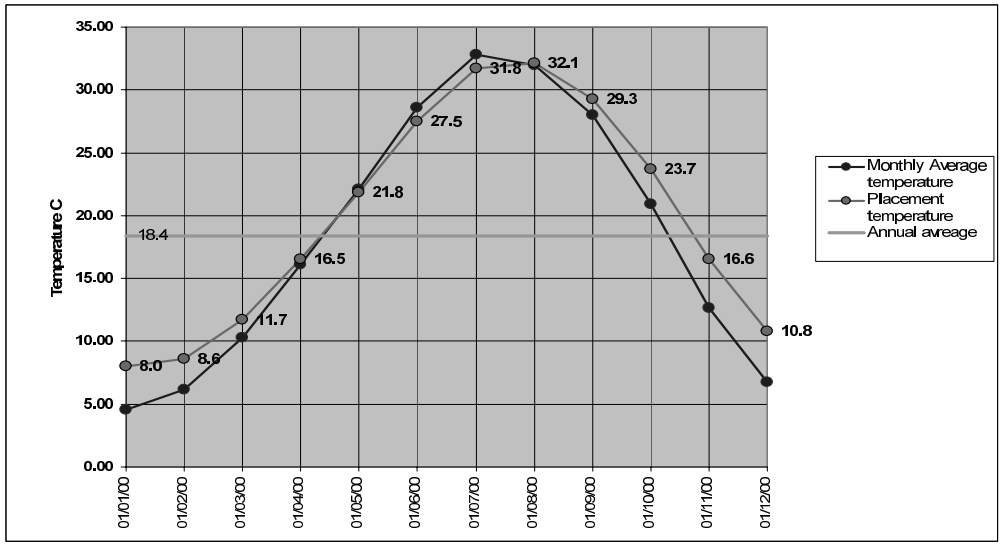
Kod RCC brana temperaturno – toplotni efekat je još značajniji pošto su to po pravilu generalno nearmirane konstrukcije, pri čemu se, u većini slučajeva, celokupno telo brane izvodi u kontinuitetu. U praksi se ovi uticaji eliminišu ili svode na prihvatljiv nivo, uz pomoć različitih konstruktivnih mera. U tehnološkom smislu, osnovna intervencija se odnosi na spravljanje smeše tojest tipa betona, i to tako da se izabere beton koji ima što manju temperaturu hidratacije, ali da istovremeno zadrži sva tražena svojstva po pitanju nosivosti, izdržljivosti, vodonepropustljivosti, ugradljivosti i sl. Pored toga širina blokova između dilatacija je vrlo važan faktor za smanjenje ovih uticaja. Isto tako, intervencije mogu da se izvrše i prilikom ugrađivanja, odnosno vremena ugrađivanja, kao i pri konstruktivnom oblikovanju, do nivoa koji je moguć i opravdan. U konkretnom slučaju, na osnovu proračuna temperaturno – toplotnih uticaja, definisana su polja u poprečnom preseku sa različitim naprezanjima, i određene širine blokova međusobno odvojenih dilatacijama.

2. PRIBLIŽAN PRORAČUN

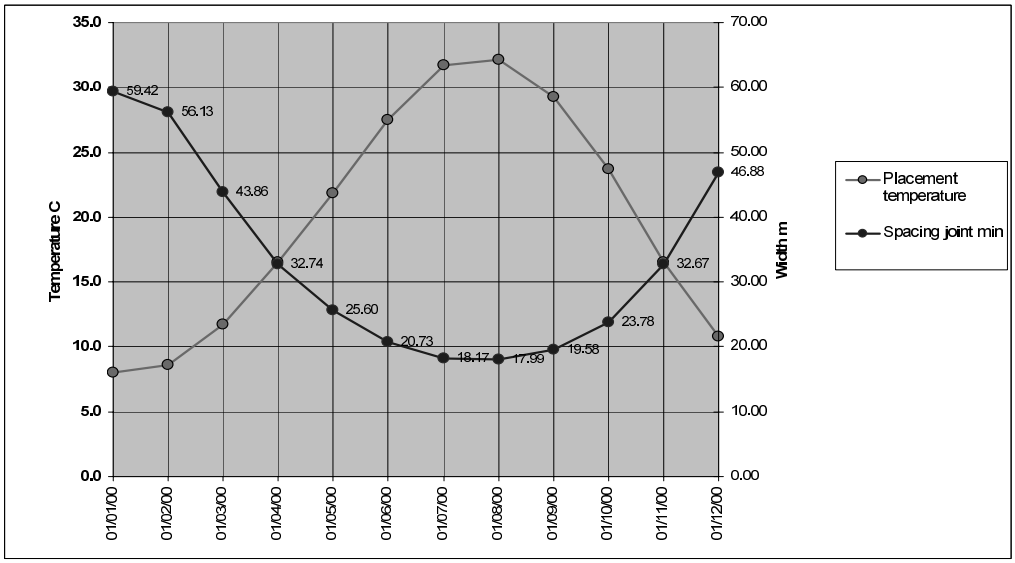
Da bi se izvršilo oblikovanje brane prvo je izvršen približan proračun, koji je bio jedan od osnovnih parametara za određivanje rastojanja između dilatacionih spojnica, tj. za određivanje širine glavnih blokova brane. Ovaj deo proračuna je sproveden po ETL standardima (US Army Corps of Engineers).

Koristeći proceduru datu u ETL standardima, preko temperature betonske smese može se dobiti dijagram temperature ugrađivanja RCC, u potpunoj zavisnosti od spoljne temperature vazduha. Početni podaci su bile prosečne mesečne temperature vazduha, a koje su dobijene na osnovu proseka za niz od 20 godina. Pored toga, kao ulazni podaci između ostalog, poslužili su i dopunska temperatura procesa, dopunska temperatura miksera, koeficijent termalne ekspanzije i sl. Tako je dobijen dijagram temperature ugradjivanja betona, bez korišćenja uticaja od dopunskog hlađenja. Dalje se računa temperatura hidratacije, koja zavisi od količine cementa i pucolana ako je upotrebljen, i koja sa temperaturom ugrađivanja betona daje maksimalne temperature betona po mesecima.

Da bi se odredila maksimalna širina blokova, po ovom približnom proračunu, potrebno je definisati maksimalno otvaranje spojnice ili pukotine koje se sračunava iz ukupne dilatacije po mesecima. Konačno se dobija maksimalna širina blokova u odnosu na temperature betoniranja. Bez ograničavanja temperature betoniranja maksimalna širina bloka u letnjem periodu ne sme da bude veća od 18.00 m. Međutim, u slučaju da se temperatura betoniranja ograniči na 20^{o} C, potrebna širina bloka je manja od 27.60 m.



Slika 1 – Odnos srednje godišnje ambijentalne temperature i temperature betoniranja



Slika 2 – Odnos temperature betoniranja i maksimalne širine blokova

3. PRORAČUN UZ POMOĆ MKE

Proračun temperaturnih uticaja je izvršen po teoriji elastičnosti uz pomoć MKE, pri čemu su ulazni parametri (opterećenje temperaturom) bile različite konstantne temperature po preseku u zavisnosti od debljine struktura po trećoj dimenziji. Ulazni parametri za proračun su u stvari maksimalne razlike početne temperature betona i temperature betona u vremenu. Cilj ovog proračuna je bio da se odrede zone u RCC brani sa različitim nosivim karakteristikama, tojest da se odrede tipovi RCC. Prednost ovakvom tipu proračuna, data je u odnosu na specijalstičke programe za proračun temperatura, jer su numerički procesi i kombinovanje opterećenja pod većom kontrolom projektanta.

Za proračun temperaturnih uticaja pri interakcijskom sadejstvu brane i fundamenta, izabran je 2D model. Karakteristično prelivno polje brane, aproksimovano je sa 280 elemenata (ravno stanje napona), dok je fundament aproksimovan sa 1800 elemenata (ravno stanje deformacije). Kontakt između betonske konstrukcije brane i fundamenta simuliran je sa nelinearnim gap elementima. Uzvodni kontakt između konvencionalnog betona (CMC) i rolkrita (RCC) simuliran je sa grednim elementima.

Za praktičan proračun, predpostavljena je promena temperature u betonu usled hidratacije, po eksponencijalnom zakonu, a promena spoljne ambijentalne temperature (koja je ujedno i graničan uslov) po sinusnom zakonu. Za promenu temperature hidratacije, usvojena je sledeća formulacija:

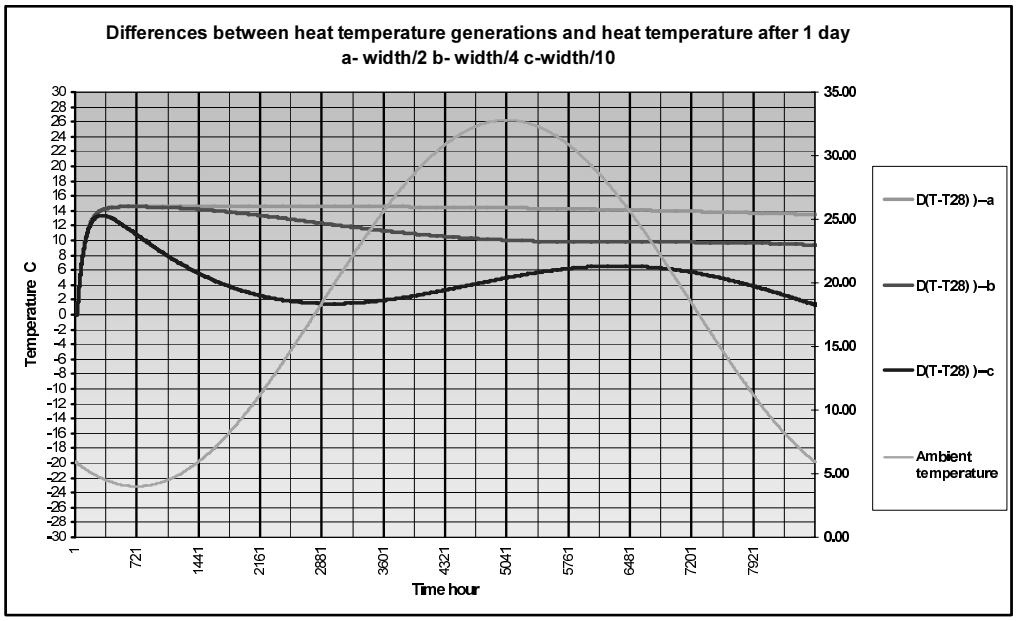
$$Th(t) = \frac{C}{C_k \mu}(1 - e^{-jt})$$

gde je:

C	toplota oslobodjena za 28 dana
C_k	specificna toplota
μ	gustina betonske miksture
e	koeficijent difuzije
j	koeficijent svojstva cementa

Numeričkim postupkom konačnih razlika dobija se funkcija promene temperature po betonskim presecima različite debljine, kao rešenje osnovne jednačine provođenja toplote. Uz pomoć programa, sračunate su temperaturne promene za preseke različitih širina, a za period od jedne godine. Izvršena je analiza betoniranja u najtoplijem mesecu i sa propisanom temperaturom betoniranja od 20^o C. Pri određivanju razlike temperatura kao početna usvojena je temperatura mešavine posle 24 h.

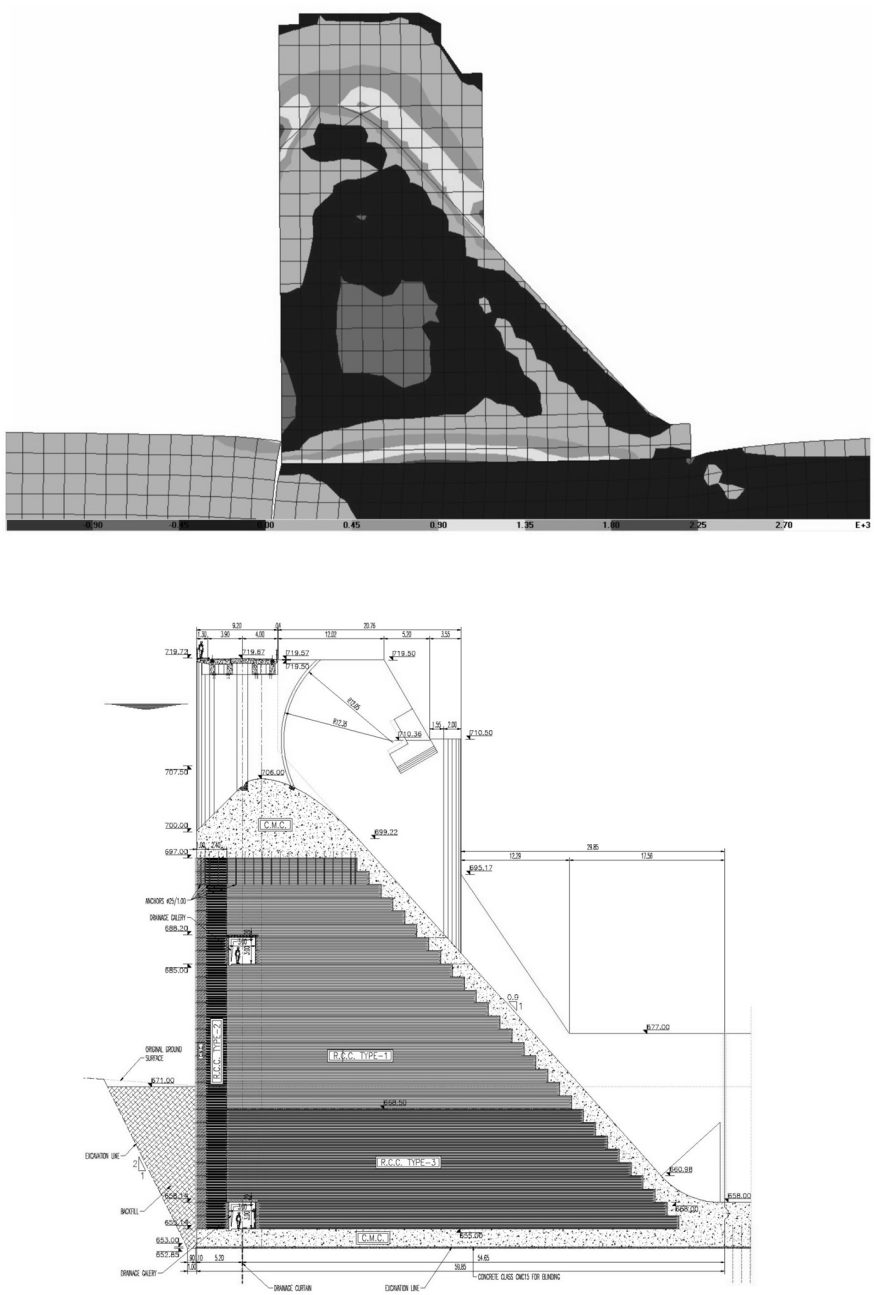
Kao rezultat proračuna, dobijen je maksimalan napon pritiska u lokalitetima na uzvodnom i nizvodnom licu na kontaktu sa fudamentom od 4.0 MPa. U ostalim zonama napon pritiska je manji od 1.5 MPa. Maksimalni napon zatezanja usled temperaturnih uticaja kombinovanih sa relevantnim opterećenjem dostiže 2.25 MPa. Proračunom se pokazalo, da na kontaktu konvencionalnog CMC i RCC ne dolazi do pojave zatezanja ni pri seizmičkim uticajima.



Slika 3 – Temperaturna razlika koja utiče na pojavu napona u betonu, za različite debljine betonskog preseka

4. ZAKLJUČAK

Imajući u vidu prethodne računice usvojena je podela brane na blokove maksimalne širine 15.50 m. Uz fundament je projektovana zona klasičnog betona visine 2.00 m. Zona RCC visine 3.00 m, sa nešto boljim karakteristikama, projektovana je odmah iznad zone klasičnog betona. Na uzvodnom licu takođe je projektovana zona RCC sa nešto boljim karakteristikama. U svim ostalim zonama, sem u prelivnim superstrukturama, predviđen je osnovni tip RCC. Inače, uzvodno lice je pokriveno sa prefabrikovanim elementima, koji služe i za bolju zaštitu od procurivanja, a i kao oplata u toku građenja. Dilatacione spojnice su osigurane sa dve linije fugebanda. Između tih linija, projektovana je drenažna cev, koja sakuplja eventualnu procednu vodu. Kako bi se procurivanje svelo na najmanju moguću meru, uzvodna zona u kojoj su smešteni fugebandi i drenažna cev širine 1.00 m, takođe je projektovana da se izvede od klasičnog betona.



Slika 4 –Karakteristično polje napona i usvojeni tipovi RCC

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Слободан Цветковић[1]

УПРАВЉАЊЕ РИЗИКОМ У ГРАЂЕВИНАРСТВУ

Резиме

Овај чланак првествено има за циљ да демистификује појам управљање ризиком који је, последњих година, све више у моди. Иако се у наслову спомиње термин „грађевинарство“, овај чланак се односи на све инвестиционе радове и првенствено је намењен потенцијалним инвеститорима, али и извођачима великих пројеката. У чланку, термин „пројект“ односи се на инвестициони програм, праћење реализације пројекта како од стране заступника инвеститора, тако и од стране извођача радова.
Под појмом „управљање ризиком“ подразумева се систематска примена принципа управљања (контроле) свим ризицима проистеклим из програма пројекта, процедура, реализације и експлоатације. Ризици се идентификују, упоређују, прогнозирају, врши се процена њиховог утицаја, ризици се прате, све у циљу успешне раелизације пројекта.

Кључне речи: *ризик, управљање, процена, прогноза, идентификација, трошак, добит, регисар ризика*

MANAGEMENT OF RISK FROM CONSTRUCTION

Summary

Risk management is the systematic application of management policies, procedures and practices to the tasks of establishing the context, identifying, analyzing, evaluating, assessing, treating, monitoring and communicating risks in a way that will be enable organizations to minimize loss and maximize opportunity in a cost-effective way.

Key words: *Risk, Management, Identifying, Analyzing, Evaluating, Assessing, Treating, Monitoring, Cost-Benefit, Risk Register*

[1] Slobodan Cvetković, dipl. građ. inž. **C&N CONSULT d.o.o.** Beograd, Gundulićev venac 47

УПРАВЉАЊЕ РИЗИКОМ У ГРАЂЕВИНАРСТВУ

Нема пројекта без ризика. Ризиком се може управљати, ризик се може минимизирати, поделити или пребацити другом, али и прихватити. Ризик се несме игнорисати.

УВОД

Термин **ризик** може се дефинисати као шанса да се деси нежељени догађај у зависности од околности. Притом, имати на уму да појмове ризик и хазард, иако су наизглед слични, не треба поистовећивати.

Систематско управљање ризиком треба да Вам помогне да контролишете ризике који се могу појавити током реализације Вашег пројекта. Амбиције овог саопштења су да Вам у томе помогне, преко...

... увођења једноставног и практичног метода метода за идентификацују, процену, мониторинг и управљање ризицима,

... савета како да развијете и примените стратегију контроле ризика која одговара природи Вашег пројекта,

... путоказа када и како да потражите савет експерата приликом приступа процени ризика.

Овде прказана метода може се лако прилагодити сваком типу пројекта и погодна је за контролу свих врста ризика. Тренутно, преко наше законске регулативе, нека врста управљања ризиком је обавеза за област безбедности и заштите здравља људи на раду, заштите животне средине, али и код примене појединих одредби Закона о планирању и изградњи (студије оправданости).

МЕТОДОЛОГИЈА

Приступ управљању ризиком може се дефинисати преко 6 базичних принципа.

1. УВОД У СИСТЕМАТСКО УПРАВЉАЊЕ РИЗИКОМ

1.1. Системски прилаз

Управљање ризиком није нови појам. Традиционално, ризик се инстиктивно и искуствено и раније процењивао. Системски прилаз управљању ризиком значи да се сваки ризик експлицитно изрази, дефинише и учинити га тиме лакшим за управљање. То, укратко, подразумева:

- идентификацију, приступ и категоризацију како би сваки ризик био једнозначно дефинисан,
- фокусирање на главне ризике у Вашем пројекту,
- доношење одлуке о прерасподели ризика,
- минимизирање потенцијалне штете ако се деси најгоре,
- контрола непоузданих параметара у Вашем пројекту,
- дефинисање Ваше улоге и улоге осталих у процесу управљања ризиком, и можда најважније
- објективну процену својих могућности у циљу успешне реализације пројекта.

Утицај ризика

Утицај ризика код реализације пројекта, може се квантификовати преко вероватноће нежељеног догађаја и његових нежељених последица или губитака:

утицај ризика = вероватноћа x последица

Оцена ризика

Вероватноћа нежељеног догађаја обично се дефинише преко броја догађаја који се могу очекивати у години дана. Ако се догађај очекује једанпут у 10 година онда је његова вероватноћа 0.1 годишње. Вероватноћа се може изразити преко других параметара, например код производње арматуре преко километара произведених шипки, или код рада фабрике асфалта преко $м^3$ произведене мешавине.

Последица нежељеног догађаја понекад се назива и штетом и најчешће се изражава преко новца.

Утицај ризика, тј. производ вероватноче и последице, обично се изражава преко новчаног износа у годишњем или укупном буџету пројекта.

Приликом процене ризика, нарочито пажљиво треба размотрити догађаје који прете да са својим последицама буду катастрофални за реализацију Вашег пројекта. Ризик таквог догађаја често може бити безначајан – например земљотрес. Уколико је последица неприхватљива по пројект, тада треба такав ризик избећи или га поделита са другим – например преко осигурања од пожара или поплаве.

Ризик и хазард

Као што је већ то било речено у уводу, треба разликовати ризик и хазард. Хазард има потенцијал да нашкоди или проузрокује штету, али степен ризика од хазарда зависи од датих околности. Например, нафта је хазардна (опасна) материја, али ризик везан за њу зависи:

- од њене природе (запаљива)
- како се користи
- како се складишти
- како се контролише
- ко је у додиру са њом
- шта је учињено.

У многим хазардним ситуацијама, ризик се може смањити до прихватљивог нивоа самим квалитетом управљања ризиком.

Са којим ризицима се сучељавате

Ризици приликом изградње (реализације пројекта) могу се категоризовати у 3 основна облика:

I. Ризици активности (например закашњење у градњи)
II. Ризик безбедности и здравља људи на раду (например повреде)
III. Ризик заштите животне средине (например загађење).

Довођење ризика на прихватљиви ниво изискује новац, време и напор.

Међутим, извори ризика са којим ће се сучелити Ваш пројект, су много шири од горе набројаних. Треба проценити који ризици, од доле побројаних ....

... могу иумати значајан утицај на успех Вашег пројекта,

... се повећавају Вашим пројектом

... се редукују Вашим пројектом

... отварају нове могућности.

Врста ризика	**Промена / неизвестност услед....**
Политика	Политика владе, јавно мнење, заокрет у идеалогији, догме, право, нереди (рат, тероризам...)
Животна средина	Контаминирани терен или могуће загађење, бука, дозволе и сагласности, јавно мнење, закони и правилници из области заштите животне средине, посебни захтеви
Планирање	Разне дозволе и сагласности, заузеће терена, социо-економски утицаји, јавно мнење
Тржиште	Тражња (прогноза), конкурентност, застарелост, задовољство наручиоца, мода
Економија	Монетарна политика, таксе и порези, инфлација, интересне стопе, однос валута
Финансије	Банкротство, ограничења, осигурање, расподела ризика
Природни услови	Несагледане особине терена, временске прилике, земљотрес, пожар или експлозија, археолошко налазиште
Пројект	Дефиниција (пројектни задатак), стратегија набавки, експлоатациони услови, стандарди, вођство пројекта, организација (промене, посвећеност, компетенција, искуство), планирање и контрола квалитета, радна снага и ресурси, комуникативност и култура окружења
Техника	Ваљаност техничке документације, операциона ефикасност, поузданост
Људски фактор	Грешке, некомпетентност, игнорисање, замор, комуникативност, култура
Криминални фактор	Слабо обезбеђење, вандализам, крађе, подвале, корупција
Безбедност и заштита здравља људи на раду	Закони и прописи из области рада, безбедности и заштите здравља људи на раду, опасне материје, судари, рушења, поплаве, пожар или експлозија

Очекивано и неочекивано
Могућности, ризик и екстра-добит
Носилац ризика

Термин „носилац ризика“ подразумева:

- Носилац ризика има удела у добити или губитку проистеклим из активности са потенцијалним ризиком
- Носилац ризика је одговоран за ризик
- Носилац ризика је одговоран за контролу ризика

- Носилац ризика има финансијску одговорност, укупну или делимичну, за штету проистеклу из материјлизованог ризика.

Стварно коштање ризика
Рутина је опасна
Пренос и прерасподела ризика

Добро управљање ризицима не подразумева смањење ризика. Уколико желите да ризик пренесете другом, а да притом контролу ризика задржите код себе, то неминовно води повећању укупних трошкова везаних за ризик. За разлику од великих, финансијски снажних компанија, мала и средња предузећа обично више воле да прерасподеле ризик са другим учесницима у пројекту, свесни да то смањује профит, јер они, у принципу, немогу да приуште себи веће ризике. То значи да би мања или средња предузећа радије да преузму учешће у реализацији неколико мањих пројеката уместо у једном већем.

Више штете него користи
Ризик Вашег пројекта

Ваше учешће у реализацији неког пројекта подразумева да сте спремни да прихватите одређене ризике да би, као крајњи циљ, остварили профит. На првом кораку, непоузданост у предвиђању трошкова и добити генерише већи број излазних резултата. Основно је да направите што је могуће боља превиђања у раној фази дефинисања пројекта. Ризици везани за реализацију (изградњу) пројекта могу повећати трошкове, могу одложити завршетак а тиме и наплату и могу редуковати очекивану добит. Врло често, предвиђање и управљање ризицима имају највећи утицај у фази одобрења пројекта, као што је то израда техничке документације. Управљање ризиком је итеретивни процес и омогућава највећу укупну добит ако се спроведе током комплетног „животног“ циклуса пројекта.

Блок дијаграм акција

Систематско управљање ризиком је процес који треба да Вам помогне да идентификујете и да се фокусирате на приоритете, да донесете одлуке базиране на поузданим информацијама и да предузмете одговарајуће кораке. Тиме себи стварате могућност да планирате и надгледате Вашу стратегију набавки.

2. КОРИСТИ ОД СИСТЕМАТСКОГ УПРАВЉАЊА РИЗИКОМ

2.1. Боља контрола непознатог
Веће самопуздање
Боље разумевање

На самом почетку, систематско управљање ризиком треба да објективизује Ваше циљеве и треба да помогне бољем сагледавању Вашег пројекта. Стога, добро организована презентација обично је најлакши пут ка разумевању. Често, изналажење извора финасирања зависи од добро припремљене техничке документације, али и добра припрема техничке документације је зависна од, у том тренутку, расположивих

финасијских средстава. Стога је од необичне важности, да се у раној фази пројекта примени итеративни процес пројектовања и управљања ризиком.

Побољшано и базирано на информацијама доношење одлука
Концентрација на ресурсе од значја
Комуникативност и мотивација тима
Свођење трошкова проистеклих из ризика на минимум
Реална процена
Већа одговорност
Заштита коначног финасијског биланса

3. ПРОЦЕС УПРАВЉАЊА РИЗИКОМ

3.1. Увод у процес
3.2. Ви, као носилац инвестиције, имате кључну улогу

Независно од Вашег искуства као градитеља, код успостављања организационе шеме, покушајте да, што је то могуће боље, процените:

- Ваше могућности
- Ваша ограничења.

3.3. Када применити системаско управљање ризиком

Размотрите примену систематског управљања ризиком у случајевима:

- када имате озбиљне назнаке да нешто може кренути погрешно,
- када желите да уведете техничку или организациону новину или промену,
- када постоје посебни циљеви који морају да се достигну,
- када имате неочекиван нови развој пројекта,
- при главним тачкама одлучивања или промени „животног“ циклуса пројекта,
- као помоћ за разрешење појединих ситуација
- где је непоузданост трошкова велика у фази припреме понуде. Често су ови трошкови сакривени, напрмер као велике провизије, спорна потраживања и парнице, временски услови, геотехнички услови, археолошки локалитети, ризици од загађења.
- када се јављају посебни захтеви финансијера или осигуравајућих компанија,
- када последице могу бити катастрофалне, али где је вероватноћа такве појаве изван нормалног очекивања.

3.4. Први корак

На почетку, обично се састави сажета листа предвиђања ризичних догађаја, која треба да обухвати:

- ризик остварења коначног биланса Вашег пројекта,
- ризик закашњења набавке опреме
- ризик повреда, незгода или изгубљеног времена на самом градилишту,
- ризик да Одговорни руководилац пројекта буде судски гоњен (например ако дође до изливања опасних материја).

Процес управљање горе описаних ризика, може се сумирати у следећих 10 корака:

1. Одређивање циљева у процени ризика
2. Идентификација ризичних догађаја и хазарда
3. Процена ризика (вероватноћа и последице)
4. Идентификација мера за смањење ризика
5. Процена затечених / условљених ризика, укључујући и секундарне ризике
6. Процена коштања мера за смањење ризика
7. Процена добити ако се примене мере за смањење ризика
8. Размотрити ко су носиоци ризика
9. Направити селекцију и одлучити које мере применити за смањење ризика.
10. Мониторинг ризика током реализације, ажурурање регистра ризика и ревизија процеса управљања ризиком ако је то потребно.

3.5. Оперативни регистар ризика
3.6. Идентификација ризика и хазарда
3.7. Процена ризика
3.8. Вероватноћа појаве ризика
3.9. Последице
3.10. Смањење ризика
3.11. Опште предпоставке

Циљ контроле ризика није провера техничке документације пројекта, примењених метода градње или процедура контроле квалитета. Стога, приликом формирања регистра, треба имати на уму:

- Сви системи, опрема и конструкција пројектовани су тако да одговарају својој намени,
- Сви системи, опрема и конструкција су редовно и адекватно одржавани
- Обучена и искусна радна снага је ангажована приликом градње, набавке и експлоатације,
- Сва техничка документација и активности приликом градње су у складу са одговарајућим законима, правилницима, стандардим и добром инжињерском праксом.

4. КО ТРЕБА ДА РАДИ НА ПРОЦЕНИ

4.1. Ваш тим за управљање ризиком
4.2. Проценитељ
4.3. Критеријуми за избор чланова тима

5. НЕОПХОДНИ КОРАЦИ

5.1. Кост-бенефит
5.2. Континуално усавршавање
5.3. Важност екстрема
5.4. Планирати унапред

Златно правило управљања ризиком је „планирање унапред“. Доле приказана шема помоћиће Вам у томе.

Садржај плана	Кључни појмови
Увод	Позадина, базичне информације (например локација, предходне анализе ризика, имена особа за контакт, телефонски и факс бројеви, пословни контакти, организације, ко нешто значи, Ваши циљеви и ограничења)
Обим управљања ризиком	Трошкови, програми, безбедност и заштита људи на раду, заштита животне средине, коме, од чега, временски оквири, резиме пројекта
Методе	Идентификација, интезивно размишљање, интрвјуи, прикупљање података, регистар ризика, акиције за смањење ризика, процене, вероватноћа, последице, важност, добит, прихватљивост, квантификација кост-бенефита
План активности	Активности у оквиру плана, кључне одлуке, задаци урављања ризиком
Процена ризика	Организација пројекта, тим за управљање ризиком, проценитељ, извештаји, анализе, експерти
Програм	Програм пројекта, логика, датуми кључних фаза, термини одлука, термини ризичних активности, термини извештаја, токови и условљености активности
Поверљивост	На самом почетку одредити правила. Код извештавања, не плашити се последица
Оперативни подаци	Регистар ризика, процена / анализа резултата, грађања (одлука, штета од догађаја), процена обима, план смањења ризика, разне анализе, план сакупљања података, тестирање плана, план праћења

План ризика треба да буде саставни део плана пројекта, стога при планирању водити рачуна о :

- фокусирати се искључиво на ризике,
- будите конскventни у Вашим одлукама,
- избегавајте дуплирање,
- записујте датуме и ревизије,
- избегавајте гомилање папира – то је контра продуктивно.

5.5. Управљање ризиком у оквиру пројекта
5.6. Ризици везани за безбедност и здравље људи на раду
5.7. Опције одговора на ризик

Једном када су ризици идентификовани и процењени, стоје вам на располагању следећи одговори:

- Апсорпција ризика
- Смањење ризика
- Пренос ризика
- Избегавање ризика
- Уклањање ризика

5.8. Стратегија набавки
5.9. Уговори су кључни за управљање ризиком

Основни постулат сваког уговора је да управља и лоцира ризике. Уговор се склапа уколико једнозначно договорено:

- Пројектна решења

- Предмер радова
- Термин – план реализације пројекта
- Предрачун радова
- Обим радова подизвођача
- Диктирани услови пројекта

ПРЕГЛЕД ПРЕДНОСТИ И МАНА КОД СТРАТЕГИЈЕ УГОВАРАЊА		Приступи код уговарања у циљу реализације пројекта				
ПАРАМЕТАР	ЦИЉ	Традиционални приступ	Управљање инвестицијом	Управљање градњом	Design & Manage	Design & Build
Термини	Рани завршетак	НЕ	ДА	ДА	ДА	ДА
Трошкови	Утврђене цене пре почетка градње	ДА	НЕ	НЕ	НЕ	ДА
Квалитет	Компетенција у пројектовању и градњи	ДА	ДА	ДА	НЕ	НЕ
Варијације	Избећи "напумпане" трошкове измена	ДА	ДА	ДА	ДА	НЕ
Сложеност	Технички напредна или врло сложена градња	НЕ	ДА	ДА	НЕ	НЕ
Одговорност	Један извођач	НЕ	НЕ	НЕ	ДА	ДА
Професионална одговорност	Пројектантски тим обавезно подноси извештај клијенту	ДА	ДА	ДА	НЕ	НЕ
Избегавање ризика	Жеља да се комплетан ризик пребаци другоме	НЕ	НЕ	НЕ	НЕ	ДА
Поправке оштећења	Могућност да се трошкови наплате директно од извођача	ДА	НЕ	ДА	ДА	ДА
Изградња	Избор јефтиног извођача као добит Клијента	НЕ	ДА	ДА	ДА	НЕ

5.10. Управљање обавезама

5.11. Решавање неспоразума

Ниједан пројект није без ризика од комфликта за случај када дође до плаћања материјализованог ризика.

Одложено решавање неспразума је губитак за свакога ко има интерс за успешну реализацију пројекта.

6. КАКО ДО УСПЕХА

6.1. Ризици у Вашем пројекту су јединствени
6.2. Експлицитно побројите ризике
6.3. Фукусирање на значајне ризике
6.4. Ваша процена
6.5. Останите ангажовани
6..6 Прави тим
6.7. Посебни ризици
6.8. Неколико савета
6.9. Учити корак по корак
6.10. Фокусирање на успех

ЛИТЕРАТУРА

[1] BS IEC 62198:2001 Project Risk Management – Application Guidelines

[2] Patrick S. Godfrey (2008) A Guide to the Systematic Management of Risk from Construction

[3] Peter Simon, David Hillson, Ken Newland (1997) Project Risk Analysis and Management

[4] OGC UK Risk and Value Management (2003)

[5] OGC UK Management of Risk. Guidance for Practitioners (2002)

[6] BSI Risk Maker – Risk Taker (2006)

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Nenad Pecić[1], Nataša Stojanović - Pavelić[2]

UGIB NOSAČA OD BETONA VISOKIH ČVRSTOĆA

Rezime:

Prikazano je poređenje računskih vrednosti ugiba nosača od betona MB30 i betona visokih čvrstoća – MB60, MB90 – pri istoj veličini i istom stepenu iskorišćenja preseka. Proračun ugiba u vremenu je obuhvatio razlike u karakteristikama betona, različite količine armature i povećanje deformacija usled pojave prslina i tečenja betona. Postupak proračuna i potrebni proračunski podaci su usvojeni prema Evrokodu 2 (EN1992-1-1:2004).

Ključne reči: ugib, beton, proračun, visoka čvrstoća, Evrokod 2

DEFLECTION OF THE HIGH-STRENGTH CONCRETE ELEMENTS

Summary:

Calculated long-term deflections of the high-strength (C50, C75) reinforced concrete elements are compared with the values of C25 concrete element. Three values of the mechanical ratio of reinforcement area with constant concrete section are used to calculate for different levels of loading. Long-term deflection is evaluated according to Eurocode 2 (EN1992-1-1:2004) provisions and design data, including cracking and creep of the concrete.

Key words: deflection, high-strength concrete, design, Eurocode 2

[1] Asistent, mr, dipl.inž.građ., Građevinski fakultet, Univerzitet u Beogradu, Bul. Kralja Aleksandra 73, Beograd, E-mail: peca@imk.grf.bg.ac.yu

[2] Asistent, mr, dipl.inž.građ., Građevinski fakultet, Univerzitet u Beogradu, Bul. Kralja Aleksandra 73, Beograd, E-mail: natasa@imk.grf.bg.ac.yu

1 UVOD

Primena građevinskih materijala sa visokim čvrstoćama premešta merodavne proračunske zahteve iz graničnog stanja nosivosti u granično stanje upotrebljivosti. U slučaju savijanih armiranobetonskih elemenata postizanje potrebne nosivosti, uz ograničene dimenzije preseka, se može relativno lako postići upotrebom betona viših čvrstoća. Veće čvrstoće pri pritisku, međutim, ne prate i proporcionalno veće vrednosti modula elastičnosti (deformacije) i čvrstoće pri zatezanju, tako da problem ograničenja ugiba smenjuje problem obezbeđenja nosivosti na mestu merodavnog proračunskog zahteva pri projektovanju konstrukcija.

U domaćoj projektantskoj praksi retko se sreće dokumentacija u kojoj je izvršeno ispravno dokazivanje deformacija. Masovna primena računara i softvera pri proračunu konstrukcija uvela je u praksu i konstrukcijske sisteme koji su se ranije retko primenjivali (ploče nepravilnih kontura delimično i mešovito oslonjene, sa „gredama“ malih visina u odnosu na debljinu ploča), čije ponašanje nije prethodno iskustveno verifikovano tako da bi se pojedini delovi proračuna mogli izostavljati. Prisutno je i grubo nepoznavanje funkcionisanja proračuna metodom konačnih elemenata, koji građevinski softveri uglavnom koriste: vrednosti „ugiba“ dobijene proračunom na modelima koji se koriste za određivanje statičkih uticaja mogu biti višestruko manje od vrednosti koje se dobijaju kada se uzmu u obzir pojava prslina, tečenje i skupljanje betona.

U ovom tekstu prikazano je poređenje deformabilnosti savijanih nosača sa betonskim presecima iste veličine ali od betona bitno različitih čvrstoća (MB30, MB60 i MB90), pri istom nivou iskorišćenosti preseka sa maksimalnim momentima. Isti nivo iskorišćenosti betonskog preseka znači istu visinu zone pritisnutog betona pri graničnom stanju nosivosti. Ovaj uslov se može, uz minimalna računska odstupanja za MB90 (zbog drugačijeg oblika proračunskog dijagrama), zameniti adekvatnim eksplicitnim uslovom jednakih mehaničkih koeficijenata armiranja, koji se jednostavno prevodi u odgovarajuće odnose graničnih opterećenja.

S obzirom da PBAB’87 ne daje sve potrebne proračunske podatke, podaci i model proračuna su uzeti iz Evrokoda 2 (EN 1992-1-1:2004, [1]). Imajući u vidu sličnosti ova dva standarda zaključci su potpuno adekvatni u kvalitativnom, a u velikoj meri i u kvantitativnom smislu.

2 OPIS PROBLEMA

Ugib u linearno elastičnih linijskih sistema može se izraziti u obliku

$$u = k_M \frac{M_D}{EI} L^2 = k_M \vartheta_D L^2 = k_M \frac{(\varepsilon_1+\varepsilon_2)_D}{h} L^2 = F \frac{L^2}{h} \tag{1}$$

gde je:

M_D izabrani referentni moment savijanja na nosaču (na primer za prostu gredu moment u sredini raspona, koji za jednakopodeljeno opterećenje iznosi $1/8qL^2$),

k_M koeficijent ugiba koji zavisi od statičkog sistema, mesta na nosaču za koje se ugib računa, vrste opterećenja koje deluje i izabranog referentnog momenta (za prostu gredu, za sredinu raspona i jednakopodeljeno opterećenje iznosi 5/48),

L raspon nosača,

EI krutost na savijanje, koja, uz uobičajene pretpostavke tehničke teorije savijanja (Hukov zakon, Bernulijeva hipoteza) predstavlja proizvod modula elastičnosti i momenta inercije,

ϑ_D krivina koja odgovara M_D , koja se može izraziti preko odgovarajućih ivičnih dilatacija preseka ε_1 i ε_2 i njihovog razmaka h, i

$F = k_M \times (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)_D$ funkcija zavisna od nivoa naprezanja u izabranom referentnom preseku, koja se, za konkretnu veličinu napona, i time dilatacija, može izračunati – postaje broj. Upravo polazeći od takve numeričke vrednosti za $F = N_1$, postavljajući ograničenje u obliku

$$u = F \frac{L^2}{h} = N_1 \frac{L^2}{h} \leq \frac{L}{N_2} \tag{2}$$

gde je N_2 takođe broj (na primer 300), dobijaju se „preporuke“ za potrebnu visinu preseka oblika $h \approx L/10$, $L/15$...:

$$h \geq N_1 \times N_2 \times L \Rightarrow h \geq \frac{L}{N_3} \quad \left(N_3 = \frac{1}{N_1 \times N_2}\right) \tag{3}$$

Iz prethodnog je očigledno da su ove preporuke validne samo ukoliko nivo naprezanja preseka odgovara onom za koji su one izvedene, te one u većini slučajeva ne mogu biti zamena za kontrolu deformacija.

U slučaju armiranog betona krutost na savijanje (EI), zbog nastajanja prslina, nije konstantna i zavisi od nivoa naprezanja. Zbog tečenja i skupljanja betona direktna veza napona i dilatacija (Hukov zakon) koja omogućava uspostavljanje relacija u jednačinama (1) mora se zameniti složenijom. Može se (prilično složenim postupkom) pokazati da se, u slučaju kada se koristi uobičajeni linearni zakon tečenja, integracijom opšteg izraza za ugib

$$u = \int \vartheta(x)\, \overline{M}(x)\, dx = \int \frac{M(x)\, \overline{M}(x)}{EI(x)} dx \tag{4}$$

dobija (za prethodno usvojeni nivo naprezanja – iskorišćenosti referentnog preseka) konačna relacija kao i u (1)

$$u = F \frac{L^2}{h} \tag{5}$$

pri čemu funkcija F sada zavisi od brojnih parametara (nivoa naprezanja, modula elastičnosti betona E_{cm} i armature E_s , čvrstoće betona pri zatezanju savijanjem $f_{ctm,fl}$, koeficijenta tečenja $\varphi(\infty,t_0)$, procenta armiranja μ, veličine zaštitnog sloja itd. - oznake veličina su prema EC2; čvrstoća betona pri zatezanju savijanjem $f_{ctm,fl}$ je funkcija visine preseka i nije manja od f_{ctm} - s obzirom da se u daljim analizama ne koristi konkretna visina usvojeno je da je $f_{ctm,fl} = f_{ctm}$). Statička visina preseka je označena sa h.

Ovde treba posebno napomenuti da za razumevanje teksta koji sledi, kao i za reprodukciju numeričkih vrednosti koje će biti prikazane nije potrebno eksplicitno poznavanje ove fukcije: svi rezultati se mogu izračunati (direktnom numeričkom integracijom) na osnovu ulaznih veličina koje će biti definisane. Relacija (5), koja koristi funkciju F, poslužiće samo efikasnijem objašnjenju dobijenih rezultata. Rad sa funkcijom F omogućava rešavanje određenih problema u bezdimenzionom obliku i time smanjuje obim računanja – vrše se izračunavanja za odnose parametara a ne za njihove pojedinačne vrednosti.

3 OPIS MODELA

Proračun je sproveden na nosačim statičkog sistema proste grede pravougaonog poprečnog preseka, za 3 vrednosti mehaničkog koeficijenta armiranja, za svaku od pomenutih čvrstoća. Radi jasnijeg sagledavanja vrednosti dobijene za MB30 usvajaće se kao jedinične, a izračunati rezultati za MB60 i MB90 prikazuju se kao relativni u odnosu na veličinu za MB30.

Proračun granične nosivosti urađen je prema Evrokodu 2, korišćenjem parcijalnih koeficijenata sigurnosti za dejstva (1,35 za stalna i 1,50 za promenljiva) i za svojstva materijala (1,50 za beton i 1,15 za armaturu); ovaj proračun daje slične rezultate kao i proračun prema PBAB'87, [4]. Proračun ugiba izvršen je za kvazistalno opterećenje (stalno + ψ_2×promenljivo, usvojeno promenljivo opterećenje = $^1/_5$ stalnog i ψ_2 = 0,3), korišćenjem metode efektivnog modula elastičnosti betona (7.4.3 EN 1992-1-1, [1]).

4 PREGLED VREDNOSTI KORIŠĆENIH ULAZNIH PARAMETARA

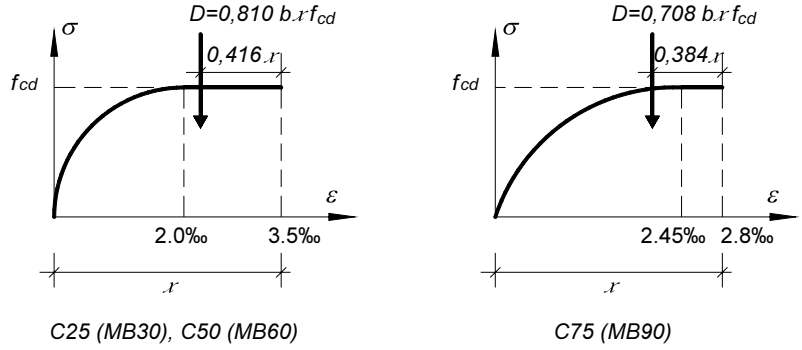
Potrebne karakteristike betona uzete su iz Tabele 3.1 EN 1992-1-1. Odgovarajuće klase čvrstoće su C25 za MB30, C50 za MB60 i 'C75' za MB90 (klasa C75 nije predviđena; vrednosti su uzete interpolacijom između C70 i C80). Pregled karakteristika dat je u tabeli 1.

Tabela 1 - Pregled karakteristika betona korišćenih u analizi

	C25 ≈ MB30	C50 ≈ MB60	C75 ≈ MB90
f_{ck} čvrstoća na pritisak, karakteristična vrednost, MPa	25	50	75
f_{cd} čvrstoća na pritisak, proračunska vrednost, $f_{cd} = f_{ck}$ /1,50	16,67	33,33	50,00
f_{ctm} čvrstoća na zatezanje, srednja vrednost, MPa	2,6	4,1	4,7
E_{cm} modul elastičnosti, srednja vrednost, GPa	31,0	37,0	41,5

Za analizu je korišćena armatura sa $\sigma_v = f_{yk}$ = 500 MPa. Modul elastičnosti armature je E_s = 200 GPa. Proračunska vrednost granice tečenja je $f_{yd} = f_{yk}$ /1,15 = 435 MPa.

Granična nosivost preseka se određuje iz proračunskih vrednosti karakteristika materijala na uobičajen način ([3], [4]). Oblik dijagrama napon-dilatacija za beton isti je kao i u PBAB'87, za MB 30 i MB 60, dok se za MB90≈C75 razlikuju vrednosti graničnih dilatacija, slika 1. Na slici 1 dati su i drugi potrebni podaci – veličina i položaj rezultante napona pritiska u betonu.



Slika 1: Dijagrami napon-dilatacija C25, C50 i C75

Analiza je urađena za 3 nivoa naprezanja preseka (3 vrednosti mehaničkog koef. armiranja).

Polazni, najviši nivo naprezanja definisan je procentom armiranja od 0,8%, za C25, što približno odgovara simultanom lomu prema PBAB'87 (mehanički procenat armiranja je 0,8×435/16,67 = 20,9%, ε_b = 3,48 $^o/_{oo}$, ε_a = 10 $^o/_{oo}$). Odgovarajuće usvojene armature, za ovaj nivo naprezanja, za C50 i C75 su 1,6% i 2,4%. S obzirom na prikazane dijagrame na slici 1, krak unutrašnjih sila za C50 je isti kao i za C25 (z = 0,893h; dobija se iz uslova ravnoteže normalnih sila ili iz tablica), pa je granična nosivost preseka sa C50 tačno dvostruko veća. Za

C75 krak unutrašnjih sila je $z = 0{,}887h$ pa se sa greškom od oko pola procenta može usvojiti da je nosivost preseka od MB90 sa 2,4% armature tri puta veća od nosivosti preseka od C25 sa 0,8% armature (svi preseci imaju isti stepen iskorišćenosti betona, sa istim mehaničkim procentom armiranja koji približno odgovara simultanom lomu).

Proračuni su urađeni za još dva nivoa naprezanja betona, za presek u sredini raspona, koji odgovaraju ½ ('nizak') i ¾ ('srednji') najvišeg nivoa. Pregled geometrijskih i mehaničkih procenata armiranja za tri izabrana nivoa iskorišćenja betonskog preseka dat je u tabeli 2.

Tabela 2 – Koeficijenti armiranja koji odgovaraju razmatranim nivoima naprezanja

μ (%)	C25 ≈ MB30	C50 ≈ MB60	C75 ≈ MB90	$\mu,^{-}$(%)
nivo 'a' (nizak)	0,4	0,8	1,2	10,4
nivo 'b' (srednji)	0,6	1,2	1,8	15,7
nivo 'c' (visok)	0,8	1,6	2,4	20,9

Usvojeno je da je armatura konstantna duž raspona.

5 POSTUPAK PRORAČUNA UGIBA

Ugib se određuje prema odredbama glave 7.4.3 Evrokoda 2. Postupak je u velikoj meri podudaran sa postupkom prikazanim u Priručniku [2], čak je i jednostavniji: proračun se umesto u tri koraka ($u_0(g+p) + u_\infty(g) - u_0(g)$) sračunava u jednom ($u_\infty(g+\psi_2 \times p)$), čiji je postupak proračuna adekvatan proračunu srednjeg sabirka ($u_\infty(g)$), samo za drugi nivo opterećenja (kvazi-stalno opterećenje umesto stalnog), a koeficijent starenja χ je 1,0.

Ugib se sračunava numeričkom integracijom izraza (4).

Krivina $\vartheta(x)$ na delu nosača sa prslinama (zona gde je $M \geq M_{cr}$, M_{cr} je moment savijanja koji odgovara pojavi prslina) se određuje kao

$$\vartheta = \xi \times \vartheta_{II} + (1-\xi) \times \vartheta_I \qquad (6)$$

gde je

ξ distributivni koeficijent, $\xi = 1 - 0{,}5\,(M_{cr}/M)^2$, M je srednji moment od kvazi-stalnog opterećenja na odsečku integracije Δx,

ϑ_{II} krivina za presek sa prslinom, $\vartheta_{II} = M/EI_{II}$, gde je E efektivni modul elastičnosti za beton definisan sa $E = E_{cm} / [1+\varphi(\infty, t_0)]$, a I_{II} moment inercije preseka sa prslinom u kome je beton uzet sa E,

ϑ_I krivina za presek bez prsline, $\vartheta_I = M/EI_I$, gde je I_I moment inercije preseka bez prsline.

Krivina $\vartheta(x)$ na delu nosača bez prslina (zona gde je $M < M_{cr}$) se određuje kao $\vartheta = \vartheta_I$.

U ovoj analizi uticaj skupljanja betona nije uzet u obzir. Treba imati u vidu da skupljanje kod uobičajenih konstrukcijskih sistema uglavnom dovodi do povećanja ugiba u meri koja nije zanemarljiva. 'Doprinos' u velikoj meri zavisi od ukupne armature i, posebno, količine pritisnute armature. Zbog ograničenog prostora ovde nije razmatran.

6 PREGLED REZULTATA

Za površine armatura prikazane u tabeli 2 i proračunske podatke betona iz tabele 1 određena je granična nosivost preseka u sredini raspona. Za pretpostavljeni odnos stalnog i promenljivog opterećenja (5:1, zgradarstvo), odnos kvazi-stalnog i graničnog opterećenja je

$$\frac{g + 0{,}3 \times (1/5\, g)}{1{,}35\, g + 1{,}5 \times (1/5\, g)} = 0{,}642 \qquad (7)$$

Radi ilustracije, napon u armaturi za kvazi-stalno opterećenje, za izabrane površine armatura iz tabele 2, kreće se od 274 MPa (C25, nivo 'c', μ = 0,8%) do 291 MPa (C75, nivo 'a', μ = 1,2%). Vrednosti odgovaraju 0,642 × 500/1,15 = 279 MPa, a varijacije potiču od razlika u kraku unutrašnjih sila za granično i eksploatacione stanje i zbog različitih površina armature.

Usvojen je koeficijent tečenja $\varphi(\infty, t_0)$ = 2,5. Vrednosti funkcije F prema relaciji (5) pomnožene sa 1000, za ove ulazne podatke, prikazane su u tabeli 3.

Tabela 3 – Vrednosti funkcije ugiba F

$F \times 1000$	C25 ≈ MB30	C50 ≈ MB60	C75 ≈ MB90
nivo 'a' (nizak)	0,211	0,262	0,300
nivo 'b' (srednji)	0,250	0,308	0,350
nivo 'c' (visok)	0,274	0,341	0,390

Ako se postavi uslov ograničenja ugiba na $L/250$ (preporuka EC2), iz relacije (5) i vrednosti iz tabele 3 izvode se granični odnosi $N = L/h$, za koje je ugib jednak dozvoljenom (tj. potrebno je da $h \geq L/N$) prikazani u tabeli 4.

Tabela 4 – Granični odnos raspon/statička visina za zadovoljenje ugiba L/250 za izabrane nivoe naprezanja preseka u sredini raspona, za prostu gredu

N	C25 ≈ MB30	C50 ≈ MB60	C75 ≈ MB90
nivo 'a' (nizak)	19,0	15,3	13,3
nivo 'b' (srednji)	16,0	13,0	11,4
nivo 'c' (visok)	14,6	11,7	10,3

Sada je moguće izvesti zaključke u pogledu deformacija (ugiba) nosača od materijala različitih čvrstoća. Upotreba jačih materijala uslovljena je nastojanjem da se prihvate veća opterećenja i/ili premosti veći raspon, bez povećanja dimenzija betonskih preseka (pre svega visine nosača). Radi sagledavanja problema razmatraće se dve granična slučaja:

- povećanje opterećenja, pri istom rasponu, i
- povećanje raspona pri istom opterećenju.

U oba slučaja zadržaće se iste dimenzije i isti nivo iskorišćenja betonskog preseka.

6.1 Povećanje opterećenja pri istom rasponu i istom nivou iskorišćenja betonskog preseka

Ukoliko se ugibi za nosač od C25 usvoje kao jedinični, relativne vrednosti ugiba nosača od C50 i C75, dobijene na osnovu relacije (5) i vrednosti iz tabele 3 (isti L i h se krate pri izračunavanju količnika) date su u tabeli 5.

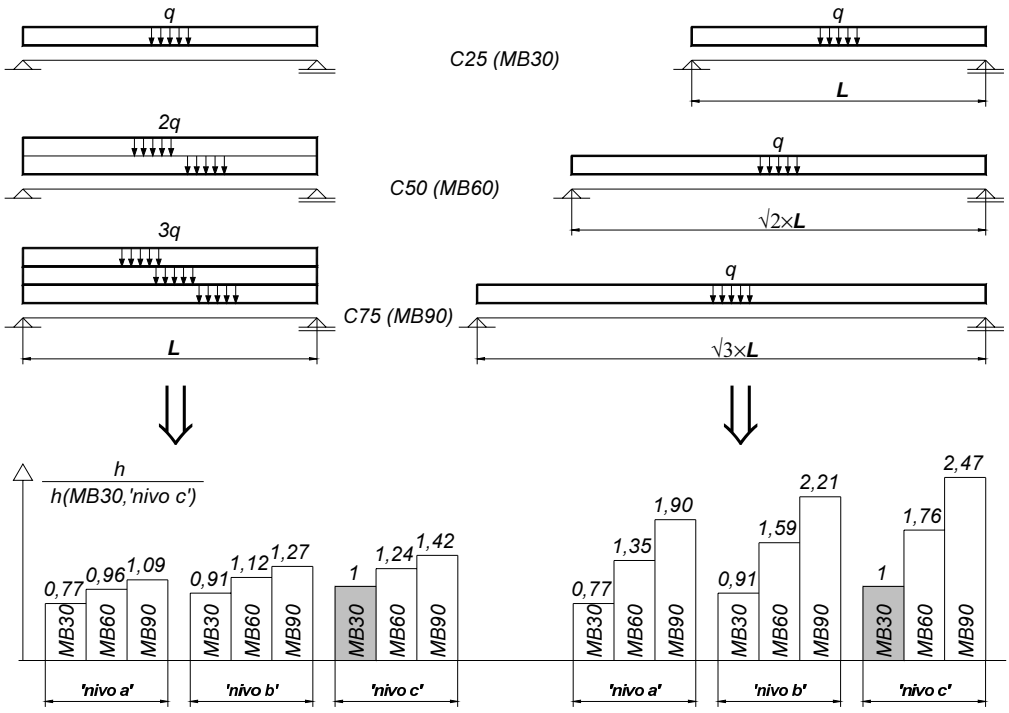
Tabela 5 – Odnos ugiba pri istom rasponu i uvećanom opterećenju

$u/u(C25)$	C25 ≈ MB30	C50 ≈ MB60	C75 ≈ MB90
nivo 'a' (nizak)	1	1,24	1,42
nivo 'b' (srednji)	1	1,23	1,40
nivo 'c' (visok)	1	1,24	1,42

Vrednosti iz tabele 5 ukazuju da *pri istom stepenu iskorišćenja betonskog preseka*, zbog činjenice da porast modula elastičnosti i čvrstoće pri zatezanju ne prate porast čvrstoće betona pri pritisku, nosač od betona klase C50 ima oko 20% a od C90 čak 40% veće ugibe u odnosu na nosač od betona C25. Treba imati u vidu da se ovo dešava pri dvostruko, odnosno, trostruko većem opterećenju i pri istom rasponu. Ovo je kvantitativni efekat pokušaja da se *istom veličinom preseka i uz primenu betona više čvrstoće prihvati veće opterećenje – problem*

granične nosivosti je rešen, ali uz povećanje ugiba. S obzirom da u ovom razmatranju raspon nije menjan, ograničenje ugiba je ostalo isto kao i za C25, pa je problem 20-40% 'veći' nego što je bio za C25.

Na slici 2, na levoj strani, prikazane su potrebne statičke visine preseka za različite MB i nivoe naprezanja tako da se zadovolji dopušteni ugib. Visina za MB30 i 'nivo c' je usvojena kao jedinična.



Slika 2: Potrebne relativne statičke visine (u odnosu na MB30, 'nivo c') za zadovoljenje ugiba

6.2 Povećanje raspona pri istom opterećenju i istom nivou iskorišćenja betonskog preseka

Pri istom nivou iskorišćenja betonskog preseka, kao što je napred objašnjeno, presek nosača od C50 može da prihvati dva, a nosač od C75 približno tri puta veći granični moment u odnosu na C25. To znači da, pri istom opterećenju, ukoliko je raspon nosača od C25 – L, raspon nosača od C50 može da bude $\sqrt{2}\times L$, a nosača od C75 - $\sqrt{3}\times L$. Ukoliko se, ponovo, ugibi za nosač od C25 usvoje kao jedinični, relativne vrednosti ugiba nosača od C50 i C75, dobijene na osnovu relacije (5) i vrednosti iz tabele 3 date su u tabeli 6.

Tabela 6 – Odnos ugiba pri istom opterećenju i povećanom rasponu

u/u(C25)	C25 ≈ MB30	C50 ≈ MB60	C75 ≈ MB90
nivo 'a' (nizak)	1	2,5	4,3
nivo 'b' (srednji)	1	2,5	4,2
nivo 'c' (visok)	1	2,5	4,3

Iz tabele 6 vidi se da je ugib nosača od C50 dva i po, a nosača od C75 čak preko 4 puta veći u odnosu na nosač od betona C25, ukoliko je povećana nosivost preseka utrošena na savlađivanje većeg raspona! Međutim, 'neto' uvećanje problema je ipak manje: imajući u vidu da sa povećanjem raspona proporcionalno raste i dopušteni ugib ($\sqrt{2}$ puta za C50 i $\sqrt{3}$ puta za C75), ukupni efekat 'pogoršanja' problema ugiba je oko $2{,}5/\sqrt{2} = 1{,}8$ puta za C50, odnosno $4{,}3/\sqrt{3} = 2{,}5$ puta za C75.

Na slici 2, na desnoj strani, prikazane su potrebne statičke visine preseka za različite MB i nivoe naprezanja tako da se zadovolji dopušteni ugib. Visina za MB30 i 'nivo c' je usvojena kao jedinična.

7 PREGLED REZULTATA I ZAKLJUČCI

Pri istom stepenu iskorišćenja betonskog preseka nosači od betona viših karakteristika pokazuju veće računske ugibe. Kao mera stepena iskorišćenja može se sasvim dobro koristiti vrednost mehaničkog koeficijenta (procenta) armiranja.

Relativno povećanje ugiba može biti veoma veliko i, na primer, za MB60 se kreće u rasponu od 1,2 do 1,8 puta, posmatrano u odnosu na ugib nosača od MB30 koji ima istu konstruktivnu visinu. U praktičnom smislu ovo znači da, na primer, mogućnost da se (u pogledu nosivosti) nosačem iste visine od MB60 premosti 1,4 puta veći raspon u odnosu na MB30, povlači za sobom i novi problem za oko 80% povećanog relativnog ugiba koji izvesno postaje merodavan uslov za projektovanje.

Primena betona ultra visokih čvrstoća (kao na primer MB90) nije smislena za obične savijane elemente: iskorišćenje njihove nosivosti nije moguće jer problem deformacije isključuje mogućnost smanjenja dimenzija preseka do veličine koja bi iscrpla nosivost. Pravi domen njihove primene su pritisnuti delovi spregnutih preseka i, posebno, dominantno aksijalno napregnuti elementi (stubovi visokih građevina). Problem velikih deformacija savijanih elemenata od betona visokih klasa se može samo delimično ublažiti primenom prethodnog naprezanja: zbog malih dimenzija ostaje problem vibracija, koji se sve češće susreće kod savremenih konstrukcija od materijala visokih čvrstoća.

Kontrola (dokaz) deformacija se ne sme izostavljati pri projektovanju. Isprskali pregradni zidovi na velikom broju novoizgrađenih zgrada ukazuju da je, posebno uz primenu savremenih softvera, lakše obezbediti potrebnu nosivost nego upotrebljivost konstrukcija.

LITERATURA

[1] *Evrokod 2: Proračun betonskih konstrukcija, deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade* /CEN, EN 1992-1-1: 2004, prevod na srpski jezik //Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, 2006, Beograd, 237 strana

[2] *Beton i armirani beton prema BAB'87, tom 1 – priručnik* /grupa autora //Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, četvrto izdanje, 2000. Beograd, 770 strana

[3] *Nove evropske norme za projektovanje – Evrokod 2 za proračun betonskih konstrukcija* /Ž. Perišić, N. Pecić, N. Stojanović-Pavelić //Inženjerska komora Srbije, 2008, Beograd, 101 strana

[4] *Evrokod 2: Proračun betonskih preseka na savijanje i normalnu silu* /N. Pecić, N. Stojanović //12. Kongres JDGK, Vrnjačka Banja, 2006, 8 strana.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Radmila Sinđić-Grebović[1]

ANALIZA NAPONA SMICANJA KOD GREDA OD BETONA VISOKE I NORMALNE ČVRSTOĆE

Rezime

Rad se bavi analizom napona u području smicanja kod armiranobetonskih greda od betona visoke i normalne čvrstoće. Predmet analize su pravci glavnih napona i kosih prslina, kao i nivo računskih napona smicanja pri pojavi prslina u gredi. Analiza se zasniva na rezultatima sopstvenih eksperimentalnih istraživanja greda od betona visoke čvrstoće izloženih smicanju. Korišćeni su podaci dobijeni mjerenjem deformacija na površini betona. Ispitane grede su izrađene od betona visoke čvrstoće (C90/105) i betona normalne čvrstoće (C35/45) i to kao parovi identičnih greda koje se razlikuju samo prema čvrstoći betona.

Ključne riječi: beton visoke čvrstoće, smicanje, napon, kosa prslina

Summary

This paper deals with the analysis of shear stresses of high and normal strength concrete beams. Objects of analysis are directions of principal stresses and inclined cracks, as well as level of nominal shear stresses that induce shear cracks in concrete. Analysis is based on the results of the author´s own experimental research of high strength concrete beams subjected to shear. Results of measuring of the strains on the concrete surfaces are used. Beams made by concrete with high compressive strength (C90/105) and normal compressive strength (C35/45), as pairs of beams that have differences only according to the strength of concrete.

Key words: high strength concrete, shear, stress, inclined crack

[1] Mr, Građevinski fakultet Podgorica

1 UVOD

Armiranobetonske grede u konstrukciji su najčešće izložene kombinovanim uticajima od momenta savijanja i poprečnih sila smicanja. Kako je problem smicanja kod greda veoma kompleksan u analizu je potrebno uključujiti veliki broj parametara. Problem postaje značajniji za slučaj greda od betona visoke čvrstoće, jer su istraživanja na čijim rezultatima se zasnivaju postojeća rješenja i relacije u proračunskim kodovima, obavljana na gredama od betona čvrstoće manje od 40 MPa. Zbog toga je potrebno preispitati primjenljivost ovih relacija za proračun konstrukcija od betona visoke čvrstoće. U cilju proučavanja ovog problema, i sagledavanja uticaja betona visoke čvrstoće na smičuća dejstva kod greda, na Građevinskom fakultetu u Podgorici izvršena su eksperimentalna ispitivanja na gredama od betona visoke i betona normalne čvrstoće. Dio rezultata istraživanja analiziran je u ovom radu.

2 EKSPERIMENTALNO ISPITIVANJE

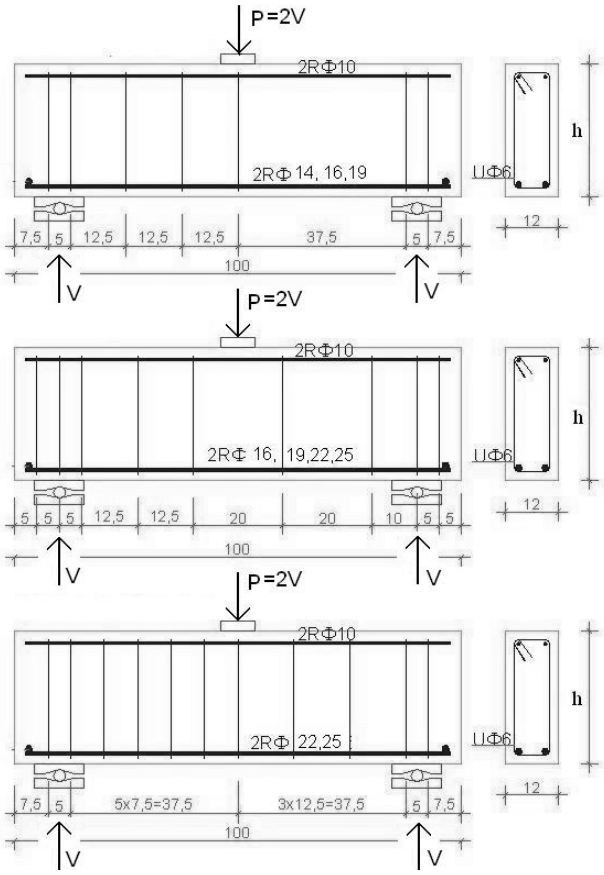
U okviru eksperimentalnog ispitivanja testirano je dvadeset šest armiranobetonskih greda pod dejstvom koncentrisanog opterećenja u sredini raspona. Grede su izrađene kao parovi identičnih greda pri čemu je u svakom paru jedna greda izrađena od betona normalne čvrstoće (označena sa "N"), a druga od betona visoke čvrstoće (označena sa "H"). Podaci o dimenzijama greda i podužnoj i poprečnoj armaturi su dati u tabeli 1 i na slici 1.

Tabela 1 - Osnovni podaci o eksperimentalno ispitanim gredama

Oznaka grede		h	d	a/d	Smičuća armatura (min)			Pod. zat.arm.	
					Ø/s	ρ_w	$\rho_w f_y$	Broj i	ρ_l
HSC	NSC	(mm)	(mm)		(mm)	%	(MPa)	prečnik	%
H18-1.7	N18-1.7	180	150	2.67	-	0	0	2RØ14	1.7
H18-2.4	N18-2.4	180	150	2.67	Ø6/200	0.2354	0.831	2RØ16	2.2
H18-3.2	N18-3.2	180	150	2.67	Ø6/125	0.3767	1.330	2RØ19	3.2
H24-1.7	N24-1.7	240	205	2.0	-	0	0	2RØ16	1.7
H24-2.4	N24-2.4	240	205	2.0	Ø6/200	0.2354	0.831	2RØ19	2.4
H24-3.2	N24-3.2	240	205	2.0	Ø6/125	0.3767	1.330	2RØ22	3.2
H30-1.8	N30-1.8	300	260	1.5	-	0	0	2RØ19	1.8
H30-2.4	N30-2.4	300	260	1.5	Ø6/200	0.2354	0.831	2RØ22	2.4
H30-3.2	N30-3.2	300	260	1.5	Ø6/125	0.3767	1.330	2RØ25	3.2
H36-1.5	N36-1.5	360	320	1.25	-	0	0	2RØ19	1.5
H36-2.5	N36-2.5	360	320	1.25	Ø6/200	0.2354	0.831	2RØ25	2.5
H36-2.5+	N36-2.5+	360	320	1.25	Ø6/200	0.2354	0.831	2RØ25	2.5
H36-3.2	N36-3.2	360	300	1.33	Ø6/125	0.3767	1.330	4RØ19	3.2

Varirani parametri pri ispitivanju su: ukupna visina grede (h=18; 24; 30; 36 cm, na osnovu koje su definisane serije: H18-N18; H24-N24; H30-N30; H36-N36), relativni raspon smicanja (a/d=2.67; 2.0; 1.5; 1.25) čvrstoća betona (f_c'=35MPa and f_c'=90MPa), procenat armiranja poprečnom armaturom (iskazan preko nosivosti poperečne armature $\rho_w f_y$= 0; 0.831; 1.330 u

MPa). Koeficijent armiranja podužnom armaturom je prilagođen projektovanoj nosivosti grede tako da do loma dođe usljed dejstva smicanja prije nego usljed savijanja (od 1.5 do 3.2%).



Slika 1 – Dispozicija eksperimentalnih greda i tri osnovna tipa rasporeda smičuće armature

Serija H36-N36 je, za razliku od ostalih serija, proširena parom greda koje sadrže podužnu armaturu jednako podijeljenu po visini presjeka. Pored podužne zategnute armature 2RØ25 i pritisnute 2RØ10, ove grede sadrže i 2x2RØ10 raspoređene ravnomjerno po visini presjeka.

Sve grede su testirane do loma dejstvom koncentrisanog opterećenja u sredini raspona koji je iznosio 80 cm. Opterećenje je nanošeno u 25 do 30 jednakih inkremenata, intenziteta od 3 do 25 kN, u zavisnosti od granične nosivosti grede. Vrijednost sile opterećenja je mjerena pomoću mjerača sile i za svaki nivo opterećenja registrovana elektronski.

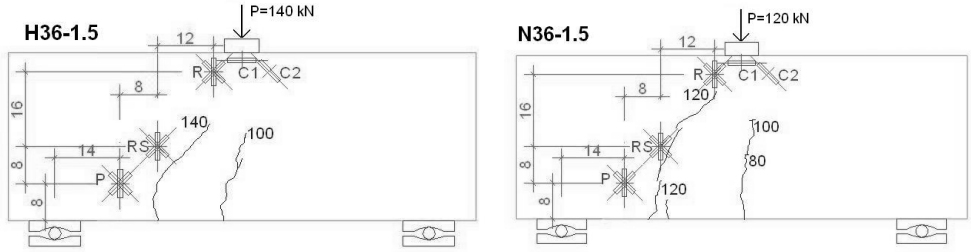
Ugibi greda su mjereni primjenom pet mehaničkih komparatera, a deformacije u podužnoj i poprečnoj armaturi pomoću TML mjernih traka FLA-6-11 i FLA-3-11.

Tabela 2 - Rezultati ispitivanja - poprečne sile i naponi pri pojavi kose prsline i pri lomu

Oznaka grede	$V_{cr,test}$ kN	$v_{cr,test}$ MPa	$V_{u,test}$ kN	Oznaka grede	$V_{cr,test}$ kN	$v_{cr,test}$ MPa	$V_{u,test}$ kN
H18-1.7	34.5	1.917	57.5	N18-1.7	22	1.222	54
H18-2.4	32	1.778	60	N18-2.4	27	1.500	50
H18-3.2	40	2.222	74	N18-3.2	32	1.778	71.5
H24-1.7	40	1.626	83.5	N24-1.7	30	1.220	61.5
H24-2.4	45	1.829	108.5	N24-2.4	36	1.463	89.5
H24-3.2	55	2.236	152.5	N24-3.2	40	1.626	115
H30-1.8	60	1.923	160	N30-1.8	50	1.603	110
H30-2.4	67.5	2.163	210	N30-2.4	52.5	1.683	175
H30-3.2	70	2.244	192	N30-3.2	52.5	1.683	199.5
H36-1.5	70	1.823	205	N36-1.5	50	1.302	135
H36-2.5	100	2.604	315	N36-2.5	70	1.823	200
H36-2.5+	100	2.604	337.5	N36-2.5+	80	2.083	220
H36-3.2	112.5	3.125	335	N36-3.2	70	1.944	225

3 NAPONI I KOSE PRSLINE

Deformacije na površini betona u zoni smicanja grede su mjerene pomoću tri TML rozete PLR-60-11, koje su na slici 2 označene sa R, RS i P, a u pritisnutoj zoni i pri vrhu pritisnute dijagonale pomoću mjernih traka PL-60-11-3LT, koje su označene sa C1 i C2. Ovi podaci su poslužili za proračun glavnih deformacija u betonu (1), maksimalnih smičućih deformacija (2), glavnih normalnih i maksimalnih smičućih napona (3,4) i pravca glavnih napona (5).



Slika 2 – Položaj rozeta i mjernih traka i slika prslina kod greda H36-1.5 i N36-1.5

$$\varepsilon_{max,min} = \frac{1}{2}\left[\varepsilon_1 + \varepsilon_2 \pm \sqrt{2\left|(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2\right|}\right] \tag{1}$$

$$\gamma_{max} = \sqrt{2\left|(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2\right|} \tag{2}$$

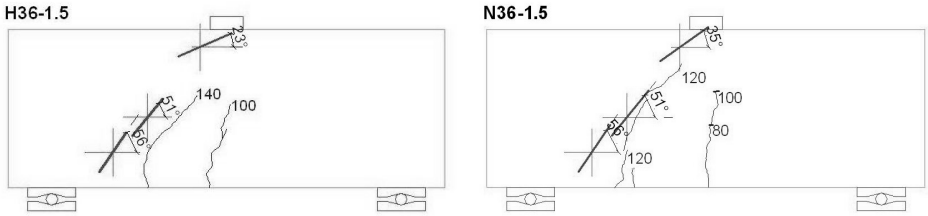
$$\sigma_{max} = \frac{E}{1-\nu^2}(\varepsilon_{max} - \nu\varepsilon_{min}); \qquad \sigma_{min} = \frac{E}{1-\nu^2}(\varepsilon_{min} + \nu\varepsilon_{max}) \tag{3}$$

$$\tau_{max} = \frac{E}{2(1+\nu)}\gamma_{max} \tag{4}$$

$$\phi = \frac{1}{2}tan^{-1}\left|\frac{2\varepsilon_3 - (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}\right| \tag{5}$$

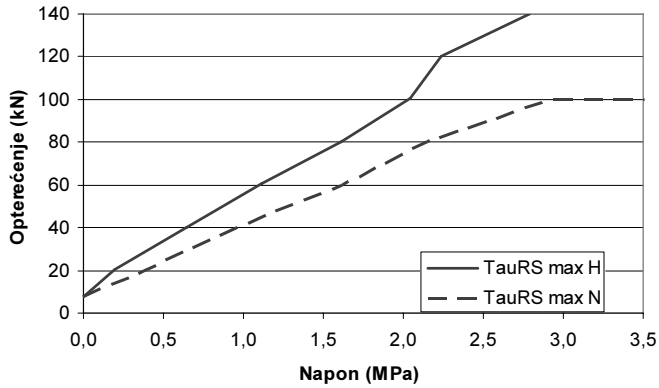
gdje su:

$\varepsilon_{max,min}$, γ_{max}	glavne deformacije i maksimalna deformacija smicanja
ε_1, ε_2, ε_3	izmjerene deformacije u pravcima traka u rozeti
σ_{max}, σ_{min}, τ_{max}	glavni normalni naponi i maksimalan smičući napon
Ø	ugao koji glavni napon σ_{max} zaklapa sa pravcem trake 1 u rozeti



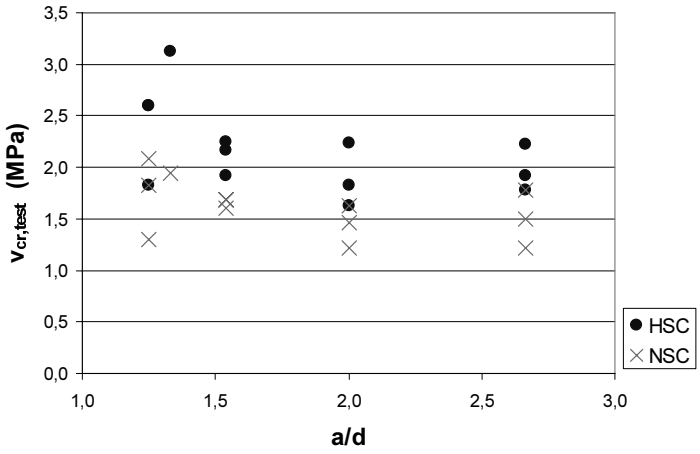
Slika 3 –Pravac glavnog napona pritiska i kose prsline saglasno eksperimentalnim podacima

Na slici 3 su prikazane kose prsline kod greda H36-1.5 i N36-1.5 pri datoj sili opterećenja, kao i pravci glavnih napona pritiska na mjestima rozeta, proračunati iz izmjerenih deformacija primjenom relacije (5). Na dijagramu na slici 4 su prikazani naponi smicanja na mjestu rozete RS u funkciji ukupne sile opterećenja. Na dijagramu na slici 5 prikazane su nominalne vrijednosti smičućeg napona u gredi koji se računa prema relaciji (6), saglasno sili $V_{cr,test}$ datoj u tabeli 2.



Slika 4 –Maksimalni napon smicanja pri pojavi kose prsline

$$v_{cr,test} = \frac{V_{cr,test}}{b \cdot d} \tag{6}$$



Slika 5 – Nominalni napon smicanja pri pojavi kose prsline, prema relaciji (6)

Proračunate vrijednosti nominalnog napona smicanja su manje nego vrijednosti τ_{max} - napona smicanja dobijenog proračunom iz izmjerenih deformacija na površini betona. Pri istoj sili opterećenja beton visoke čvrstoće pokazuje manje deformacije i manje vrijednosti napona smicanja τ_{max} u odnosu na beton normalne čvrstoće.

4 ZAKLJUČAK

Pravac glavnih napona pritiska u zoni smicanja je saglasan sa pravcem kosih prslina i ne zavisi od čvrstoće betona. Beton visoke čvrstoće u pritisnutoj zoni daje manji nagib sile pritiska, što ukazuje na veći efekat lučnog dejstva kod greda betona visoke čvrstoće.

Napon smicanja u betonu u trenutku pojave kose prsline, utvrđen mjerenjem deformacija, je jednak kod grede od betona visoke i betona normalne čvrstoće, pri čemu je kod grede od betona visoke čvrstoće indukovan većom silom opterećenja.

Relacija koja definiše uticaj čvrstoće betona na nosivost na smicanje kod greda treba da obuhvati uticaj drugih parametara koji definišu mehanizam prenosa smičuće sile i utiču na raspodjelu deformacija u betonu zavisno od njegove čvrstoće.

LITERATURA

[1] *TML Strain Gauges - Strain Gauges Analysis* Tokyo Sokki Kenkyujo Co. Japan, 2007

[2] *Simplified Shear Design of Structural Concrete Members* /N. Hawkins, D. Kuchma, R. Mast, M. Lee Marsh, K.H. Reineck//, NCHRP Web-Only Document 78 (Project 12-61), University of Illinois, 2005

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Bojan Aranđelović [1]

PREDNAPREZANJE GEOTEHNIČKIH SIDARA NA OBILAZNICI OKO BEOGRADA – SEKTOR 4

Rezime

Prednaprezanje geotehničkih sidara na sektoru 4 obilaznice oko Beograda, na potpornoj konstrukciji i srednjem zidu potporne konstrukcije izlaznog portala tunela "Lipak" se obavljalo u dve etape. U obe etape u prvoj fazi su rađena probna zatezanja na 3 sidra, da bi nakon toga bilo vršeno utezanje svih sidara do projektom zadate sile. Ukupno je prednapregnuto 68 sidara. Sistem prednaprezanja je SPB SUPER, a izvođač radova Institut IMS.

Ključne reči: kontrolno prednaprezanje sidara, faze utezanja

PRESTRESSING OF GEOTECHNICAL ANCHORS ON BELGRADE ROUNDABOUT WAY – SECTOR 4

Summary

Prestressing of geotechnical anchors on sector 4 of Belgrade roundabout way, on the supporting structure and on the central wall of supporting structure of exit portal of tunnel "Lipak" was performed in two stages. During the first phase 3 test anchors were prestressed, and after that 68 anchors were prestressed in SPB SUPER system. The works were performed by IMS Institute.

Key words: test prestressing of anchors, phases of prestressing

[1] Dipl. građ. inž, Centar za tehnologiju građenja i konstrukcije, Institut IMS, Beograd, Bulevar vojvode Mišića 43, bojan.arandjelovic@institutims.co.yu

1 UVODNE NAPOMENE

Prednaprezanje geotehničkih sidara na sektoru 4 obilaznice oko Beograda, na potpornoj konstrukciji i srednjem zidu potporne konstrukcije izlaznog portala tunela "Lipak" se obavljalo u dve etape. U obe etape u prvoj fazi su rađena kontrolna (probna) zatezanja na 3 sidra , da bi nakon toga bilo vršeno utezanje svih sidara do projektom zadane sile. Ukupno je prednapregnuto 68 sidara. Sistem prednaprezanja je SPB SUPER, a izvođač radova Institut IMS.

Prednaprezanje geotehničkih sidara se obavlja opremom za pojedinačno ili skupno prednaprezanje užadi, u zavisnosti od broja užadi i veličine sile koju je potrebno uneti u sidro.

2 PREDNAPREZANJE SIDARA – PRVA ETAPA

U prvoj etapi prednaprezanja geotehničkih sidara na potpornoj konstrukciji izlaznog portala tunela "Lipak" vršeno je probno (kontrolno) zatezanje 3 sidra, a nakon toga i prednaprezanje svih 35 sidara. U svako sidro je ugrađen kabl 4Ø15.2mm i kotva S4/15. Dužina sidara je oko 20 metara, s tim što je sidrena zona dužine 8 metara.

Slika 1 – Geotehnička sidra

Za prednaprezanje se koristi sledeća oprema za skupno utezanje užadi:

- hidraulična pumpa PE-80S
- hidraulična presa S-100

Pre početka utezanja treba izvršiti skraćivanje kablova na minimalnu dužinu potrebnu za zahvat presom. Posle skraćivanja kablova postavljaju se kotve S4/15 bez klinova i namešta

presa. Presa se montira tako da ne bude direktno naslonjena na kotvu, već odmaknuta 5-10 cm da bi se mogli ispratiti svi procesi opterećenja i rasterećenja u toku kontrolnih ispitivanja kablova. Projektovana sila koja treba stalno ostati u sidru iznosi 600 kN, radna sila koja se aplicira iznosi 720 kN. Plan opterećivanja i rasterećivanja sidara je dostavljen pre početka prednaprezanja od strane projektanta.

Probna sidra se izrađuju u cilju provere računske dužine sidrenja i utvrđivanja stvarne granične nosivosti sidra, odnosno za dokazivanje stvarnog faktora sigurnosti.Probna sidra na kojima će se vršiti probna ispitivanja su na šipovima br. 34, 38 i 40. Nakon montiranja prese na kablove početna zatežuća sila koja se unosi je 60 kN. Posle toga se sila povećava do sile od 240 kN, i to tako da brzina povećavanja sile prednaprezanja u ankeru ne prelazi 50 kN u minuti. Sa ovako apliciranom silom mere se izduženja kabla u glavi i promena sile u intervalu od 15 min. posle obavljenog prednaprezanja, tj. sila koja se unosi u anker je konstantna u trajanju od 15 minuta, i iznosi 240 kN, nakon čega se vrši merenje izduženja kabla. Zatim se vrši rasterećenje do početne sile od 60 kN, pa se sila povećava do 360 kN, i to tako da brzina povećavanja sile prednaprezanja u ankeru ne prelazi 50 kN u minuti. Meri se izduženje kabla u glavi i promena sile u intervalu od 15 minuta nakon povećanja sile, tj. sila koja se unosi u anker je konstantna u trajanju od 15 minuta, i iznosi 360 kN, nakon čega se vrši merenje izduženja kabla. Zatim se vrši rasterećenje do početne sile od 60 kN, pa se sila povećava do 540 kN, i to tako da brzina povećavanja sile prednaprezanja u ankeru ne prelazi 50 kN u minuti. Meri se izduženje kabla u glavi i promena sile u intervalu od 15 minuta nakon povećanja sile, tj. sila koja se unosi u anker je konstantna u trajanju od 15 minuta, i iznosi 540 kN, nakon čega se vrši merenje izduženja kabla.. Zatim se vrši rasterećenje do početne sile od 60 kN, pa se sila povećava do 720 kN, i to tako da brzina povećavanja sile prednaprezanja u ankeru ne prelazi 50 kN u minuti. Meri se izduženje kabla u glavi i promena sile u intervalu od 15 minuta nakon povećanja sile, tj. sila koja se unosi u anker je konstantna u trajanju od 15 minuta, i iznosi 720 kN, nakon čega se vrši merenje izduženja kabla.

Rezultati merenja su obrađeni za svaki ciklus opterećenje-rasterećenje za sva tri probna sidra i merenja izduženja kablova odgovaraju računskim vrednostima izduženja. Nakon obrade rezultata pristupa se prednaprezanju svih sidara.

Prednaprezanje svih ostalih sidara se vrši na sledeći način: prvo se montiraju klinovi na užad i udarcima nabijačem se utiskuju u kotvu. Nakon montiranja prese na kablove vrši se utezanje do sile od 240 kN, i to tako da brzina nanošenja opterećenja bude do 50 kN u minuti. Nakon 15 minuta apliciranja date sile beleži se izduženje kabla. Zatim se vrši utezanje do sile u vrednosti od 450 kN, i to tako da brzina nanošenja opterećenja bude do 50 kN u minuti. Nakon 15 minuta apliciranja date sile beleži se izduženje kabla.

Sva merenja izduženja odgovaraju računskim vrednostima izduženja kablova u prvoj etapi prednaprezanja geotehničkih sidara.

3 PREDNAPREZANJE SIDARA – DRUGA ETAPA

U drugoj etapi prednaprezanja geotehničkih sidara na potpornoj konstrukciji izlaznog portala tunela "Lipak" vršeno je probno(kontrolno) zatezanje 3 sidra, a nakon toga i prednaprezanje 33 sidara. U svako sidro je ugrađen kabl 3Ø15.2mm i kotva S3/15. Dužina sidara je oko 12 metara, s tim što je sidrena zona dužine 5 metara.

Pre početka utezanja treba izvršiti skraćivanje kablova na minimalnu dužinu potrebnu za zahvat presom. Posle skraćivanja kablova postavljaju se kotve S3/15 bez klinova i namešta

presa. Presa se montira tako da ne bude direktno naslonjena na kotvu, već odmaknuta 5-10 cm da bi se mogli ispratiti svi procesi opterećenja i rasterećenja u toku kontrolnih ispitivanja kablova. Projektovana sila koja treba stalno ostati u sidru iznosi 300 kN, radna sila koja se aplicira iznosi 360 kN.

Probna sidra na kojima će se vršiti probna ispitivanja su sidra na šipovima br.4, 15 i 23. Nakon montiranja prese na kablove početna zatežuća sila koja se unosi je 30 kN. Posle toga se sila povećava do sile od 120 kN, i to tako da brzina povećavanja sile prednaprezanja u ankeru ne prelazi 50 kN u minuti. Sa ovako apliciranom silom mere se izduženja kabla u glavi i promena sile u intervalu od 15 min. posle obavljenog prednaprezanja, tj. sila koja se unosi u anker je konstantna u trajanju od 15 minuta, i iznosi 120 kN, nakon čega se vrši merenje izduženja kabla. Zatim se vrši rasterećenje do početne sile od 30 kN, pa se sila povećava do 180 kN, i to tako da brzina povećavanja sile prednaprezanja u ankeru ne prelazi 50 kN u minuti. Meri se izduženje kabla u glavi i promena sile u intervalu od 15 minuta nakon povećanja sile, tj. sila koja se unosi u anker je konstantna u trajanju od 15 minuta, i iznosi 180 kN, nakon čega se vrši merenje izduženja kabla.

Zatim se vrši rasterećenje do početne sile od 30 kN, pa se sila povećava do 270 kN, i to tako da brzina povećavanja sile prednaprezanja u ankeru ne prelazi 50 kN u minuti. Meri se izduženje kabla u glavi i promena sile u intervalu od 15 minuta nakon povećanja sile, tj sila koja se unosi u anker je konstantna u trajanju od 15 minuta, i iznosi 270 kN, nakon čega se vrši merenje izduženja kabla.. Zatim se vrši rasterećenje do početne sile od 30 kN, pa se sila povećava do 360 kN, i to tako da brzina povećavanja sile prednaprezanja u ankeru ne prelazi 50 kN u minuti. Meri se izduženje kabla u glavi i promena sile u intervalu od 15 minuta nakon povećanja sile, tj. sila koja se unosi u anker je konstantna u trajanju od 15 minuta, i iznosi 360 kN, nakon čega se vrši merenje izduženja kabla.

Rezultati merenja su obrađeni za svaki ciklus opterećenje-rasterećenje za sva tri probna sidra i merenja izduženja kablova odgovaraju računskim vrednostima izduženja. Nakon obrade rezultata pristupa se prednaprezanju svih sidara.

Prednaprezanje svih ostalih sidara se vrši na sledeći način: prvo se montiraju klinovi na užad i udarcima nabijačem se utiskuju u kotvu. Nakon montiranja prese na kablove vrši se utezanje do sile od 120 kN, i to tako da brzina nanošenja opterećenja bude do 50 kN u minuti. Nakon 15 minuta apliciranja date sile beleži se izduženje kabla. Zatim se vrši utezanje do sile u vrednosti od 225 kN, i to tako da brzina nanošenja opterećenja bude do 50 kN u minuti. Nakon 15 minuta apliciranja date sile beleži se izduženje kabla.

Sva merenja izduženja odgovaraju računskim vrednostima izduženja kablova u drugoj etapi prednaprezanja geotehničkih sidara.

4 ZAVRŠNE NAPOMENE

Prednapregnuta geotehnička sidra, privremena ili stalna, predstavljaju jednu od mogućih primena tehnologije prednaprezanja. Sistem prednaprezanja SPB SUPER omogućava da sidra mogu u zavisnosti od tipa da preuzmu maksimalno opterećenje do oko 6000 kN. Postoji više tipova sidara u zavisnosti od vida primene. Stalna geotehnička sidra imaju trajnu funkciju u konstrukciji, dok privremena nisu u funkciji duže od 3 godine. Kontrolna sidra se izrađuju kao stalna ili privremena. Kod njih se pomoću specijalnih mernih uređaja prate performanse sidra u funkciji vremena. Podrazumeva se da je slobodna zona injektirana trajno plastičnim antikorozivnim materijalom koji obezbeđuje praćenje deformacije prednapregnutog sidra.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Ana Spasojević[1], *Marija Spasojević Šurdilović*[2]

MIKROARMIRANI BETON ULTRA VISOKIH PERFORMANSI: KARAKTERISTIKE I MOGUCNOSTI PRIMENA U GRAĐEVINSKIM KONSTRUKCIJAMA

Rezime:

Mikroarmirani beton ultra visokih performansi (UHPFRC) je jedno od poslednjih dostignuća u razvoju cementnih materija, karakterisan izuzetno visokom čvrstoćom na pritisak (>150 MPa) i nezanemarljivom duktilnošću pri zatezanju. Zahvaljujući postignutim mehaničkim svojstvima, elementi od UHPFRC-a mogu nositi značajne momente savijanja sa vrlo tankim visinama preseka i bez dodatne klasične armature To bitno izdvaja ovaj materijal od ostalih mikorarmiranih betona, približavajući ga konstrukcijskom čeliku. Mehaničko ponašanje materijala, kao rezultat optimizovane mikrostrukture, i ponašanje elemenata pri savijanju su predstavljeni u radu.

Ključne reči: mikroarmirani beton ultra visokih performansi (UHPRFC), čvrstoća, duktilnost, savijanje, konstrukcije

ULTRA-HIGH PERFORMANCE FIBRE-REINFORCED CONCRETE: PROPERTIES AND POSSIBILITIES FOR STRUCTURAL APPLICATIONS

Summary:

Ultra-high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC) is an advanced reinforced cementitious material, characterized by highly improved compressive strength (>150 MPa) and significant tensile ductility. Due to the improved mechanical properties, thin UHPFRC elements can sustain high bending moments even if conventional reinforcement is not used. This makes an important difference between UHPFRC and other fibre reinforced concretes. Moreover, its properties and possible applications are more similar to those of structural steel. The mechanical behaviour of UHPFRC in uniaxial stress states and in bending are discussed in this paper.

Key words: Ultra-high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC), strength, ductility, structures

[1] Dr, dipl.građ.inž, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, CH
[2] Mr, dipl.građ.inž, Građevinsko-arhitektonski fakultet u Nišu

1 UVOD

Mikroarmirani beton ultra visokih performansi (UHPFRC[3] od *ultra-high performance fibre-reinforced concrete*, eng.) je jedno od poslednjih dostignuća u razvoju cemnetnih građevinskih materijala. Ekstremno visoka čvrstoća na pritisak (>150 MPa), nezanemarljiva čvrstoća na zatezanje, duktilnost, kao i postojanost u agresivnim atmosferskim uslovima, čine ovaj materijal bitno drugačijim od klasičnih betona. Pomenuta mehanička svojstva omogućavaju posebne konstrukcijske primene, između ostalog i konstrukciju vrlo tankih nosećih elemenata (3-5 cm) bez upotrebe klasične armature [5,1]. Budući da je i samougradiv, ovaj materijal daje mogućnosti za kreiranje novih, optimalnih konstrukcijskih formi, kao i primenu betona u formama koje su dosada bile namenjene principijalno za upotrbu čelika, sl.1.

a) *b)*

Slika 1 – Konstrukcijske primene UHPFRC-a: a) krovna konstrukcija naplatne rampe vijadukta Millau (2004, Francuska); b) Pešački most Seonyu (2002, Seoul, Korea)

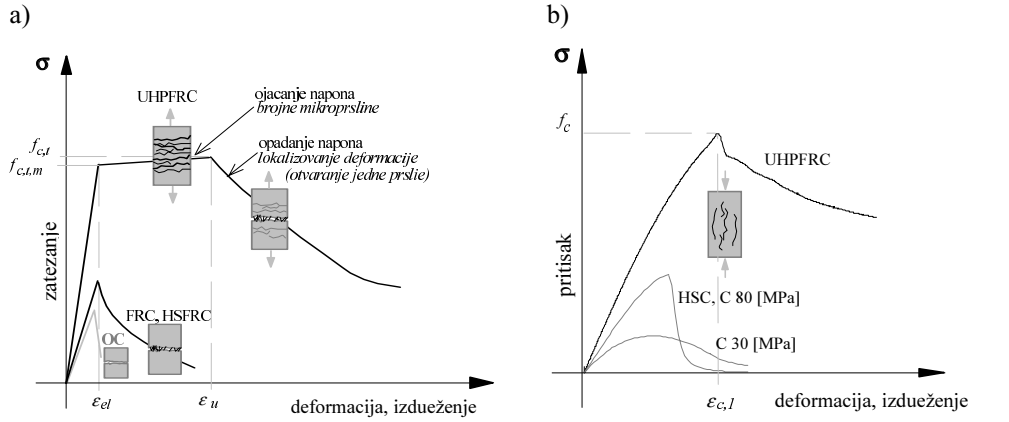
UHPFRC je patentiran 1995. godine od strane francuske kompanije Bouygues [4]. Uprkos bitnim prednostima, od njegovog pojavljivanja na tržistu UHPFRC je bio više predmet akademskih istraživanja nego primena u realnim konstrukcijama. Istraživanja u domenu UHPFRC-a su prvenstveno bila orijetisana na razumevanje mikrosturkture materijala i optimizaciju njegovog sastava u cilju podoljšanja mehaničkih karaktersistika, kao i na njihovu karakterizaciju. U cilju građevinske primene, ponašanje konstrukcijskih elemenata od UHPFRC-a je predmet intenzivnih istraživanja poslednjih godina. Ova istraživanja teže uspostavljanju modela i preporuka za propačun koji, na bezbedan način, omogućavaju prelaz sa znanja o ponašanju materijala na predviđanje ponašanja elemenata. Izvesne prenorme za dizajn konstrukcija od UHPFRC-a su objavljene poslednjih godina [2] ili su u pripremi. Treba svakako napomenuti da, pored izvesnih tehničkih problema kao i trenutne visoke cene UHPFRC-a na tržištu, njegova ograničena upotreba je svakako i posledica nedostatka praktičnijih propisa za dimenzionisanje kao i navika inženjera u pogledu upotrebe konvencionalnih materijala za koje se raspolaže i bogatim iskustvenim znanjem.

Dosadašnje uspešne primene UHPFRC-a su prvenstveno bile u situacijama kada klasičan beton nije mogao da odgovori konstrukcijskim zahtevima u pogledu sopstvene težine, mehaničkih čvrstoća ili otpornosti na agresivno dejstvo sredine. Vrlo zapažene primene su takođe u konstrukcijama kompleksne geometrije (slika 1 a)), budući da materijal omogućava njihovo relativno jednostavno betoniranje i da je moguće izbeći upotrebu klasične armature.

[3] Akronim engleskog naziva (UHPFRC) je korišćen u daljem tekstu za mikroarmirani beton ultra visokih performansi

2 KARAKTERISTIKE MATERIJALA

U skladu sa aktuelnim prenormama [2], UHPFRC je definisan kao materijal na bazi cementne matrice sa karakterističnom čvrstoćom na pritisak većom od 150 MPa, i sa dodatkom vlakana, kao mikroarmature, u dovoljnoj količini da omogući duktilnost pri zatezanju. Ova mehanička svojstva očigledno izdvajaju UHPFRC od ostalih betona: na slici 2 su šematski prikazani odgovori UHPFRC pri jednoosnom zatezanju (a) i pritisku (b) u poređenju sa klasičnim betonima (< 50 MPa) i betonima visokih čvrstoća na pritisak (50-120 MPa).



Slika 2 – Tipičano ponašanje UHPFRC-a u jednoosnim stanjima napona u poređenju sa kasičnim betonima (OC), betonima visokih čvrstoća (HSC) i mikroarmiranim betonima klasičnih i visokih čvrstoča (FRC, HSFRC): a) zatezanje; b) pritisak

2.1 JEDNOOSNO ZATEZANJE I PRITISAK

Pri testu zatezanja, za razliku od klasičnih i svih ostalih mikroarmiranih betona, kod UHPFRC-a posle prvog prskanja cementne matrice (tipično pri naponu $f_{c,t,m}$ od oko 10 MPa), povećanje deformacija je praćeno ojačanjem napona ($f_{c,t} \geq f_{c,t,m}$, *starin hardening*, eng., slika 2a)). Tom prilikom dolazi do sukcesivnog otvaranja velikog broja prslina vrlo malih otvora (nazvane mikroprsline), koje su premošćenje mikroarmaturom. Ovaj proces je sličan procesu otvaranja prslina u armiranom betonu, pri čemu mikroarmatura preuzima ulogu klasične armature, ali je bitno primetiti da se ovaj proces višestukog mikroprskanja ne može odviti u klasičnim mikroarmiranim betonima ili mikroarmiranim betonima visokih čvrstoća (FRC, HSFRC, slika 2a)). Daljim povećanjem deformacije ($\varepsilon > \varepsilon_u$), tipično iznad 2-3 ‰, dolazi do opadanja nosivosti elementa (opadanje napona), i deformacije se lokalizuju u jednoj prslini, koja koincidira sa statistički najslabijim presekom. Opadanje napona u funkciji otvora prsline je znatno sporije u poređenju sa ostalim mikroarmiranim betonima, kod kojih inače ova faza sledi odmah nakon prvog prskanja cementne matrice.

Merenja sprovedena u laboratoriji za konstrukcije na EPFL-u, na jednom tipičnom UHPFRC-u sa 2.5% čelične mikroarmature, komercijalizovanom pod nazivom BSI, pokazuju čvrstoću matrice na zatezanje, $f_{c,t,m}$, od 9 MPa aproksimativno, i blago ojačavanje ili konstantan napon zatezanja do deformacije ε_u = 2.5 ‰. Dijagram napon – deformacija (σ–ε) pri zatezanju je dakle usvojen kao linerano-elastičan, sa modulom elastičnosti E_c = 60 Gpa, do granice

čvrstoće matrice na zatezanje ($\varepsilon = \varepsilon_{el}$), a potom kao pseudo-plastičan za deformacije do $\varepsilon = \varepsilon_u = 2.5$ ‰. Zona opadajućieg napona je predstavljena dijagramom napon-otvor prsline (σ–w), [1].

Ponašanje betona pri jednoosnom stanju pritiska je prikazano na slici 2b). Za pomenuti UHPFRC BSI, srednja vrednost čvrstoće na pritisak je $f_c = 190$ MPa, postignuta pri deformaciji $\varepsilon_{c,1}$ u opsegu 3.5-5 ‰. Treba primetiti da je krtost, koja karakteriše betone visokih čvrstoća (npr. HSC C80, slika 2b)), vrlo uspešno prevaziđena kod UHPFRC-a zahvaljujući prisustvu mikroarmature. Mogućnosti modelovanja krive pri pritisku UHPFRC-a su date u literaturi [1].

2.1 POBOLJŠANA MIKROSTRUKTURA I MEHANIČKE KARAKTERISTIKE

Navedene mehaničke karakteristike UHPFRC-a, trajnosti, ugradivosti, su rezultat visoko optimizovane strukture cementne matrice i valjano odabrane količine i geometrije vlakana [4]. Početak razvoja elaboriranih betona je vezan za 1960-te i 1970-te godine, kada je ispitivan uticaj termalnog i tretmana pod pritiskom cementne matrice na povećanje mehaničkih čvrstoća. Primena superplastifikatora kao i finija ispuna granulometrijske krive betona su doveli do stvaranja cementnih matrica sve većih kompaktnosti i čvrstoća, ali i znatno samnjene duktilnosti. Duktilnost je bitno poboljšana dodavanjem finih vlakana, metod koji je poznat još od najprimitivnijih građevinskih materijala, a primenjen u betonu od 1960-tih godina.

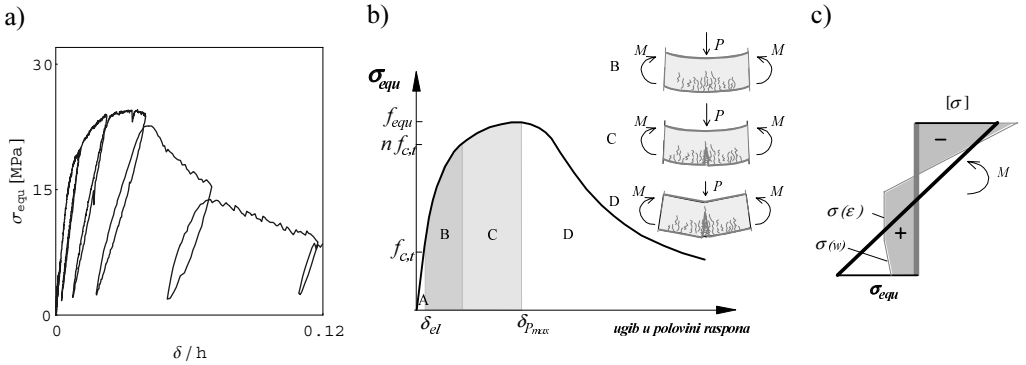
Detaljno poznavanje mikrostrukture betona je od primarnog značaja za ciljano uticanje na njegove karakteristike i, logočno, razvoj tehnologije i teorije materijala je praćen znatnim poboljšanjem njegovih karakteristika, od kojih je čvrstoća na pritisak često najreprezentativnija. Principijalna poboljšanja u savremenim betonima su vezana za smanjenje nehomogenosti, koje karakterišu klasičan beton i koje su principijalni razlog ranog pojavljivanaj koncentrisanjih napona, i dakle smanjenja čvrstoća. Problemi nehomogenosti u betonu su uglavnom vezani za prisustvo pora, kao i različite mehaničke karakteristike (čvrstoća i krutost) čvrste faze (cementna i agregata). Posmatrajući problem nehomogenosti na još nižoj skali, prelazna zona kontakta između agregata i cementne paste (*transition interface zone* eng.) je tipično najporoznija i, kao takva, zona inicijalizacije prslina. Prisustvo krupnih kristala kalcijum hidroksida (CH) takođe karakteriše ovu zonu. Pored njene strukture, količina formirane prelazne kontaktne zone utiče na otpornosti materijala. Njena zapremina je zavisna od veličine agregata, gustine i granulometrijske kompaktnosti, kao i od vodocementnog faktora. Zasnovano na gore pomenutim relacijama mikrostrukture i mehaničkih čvrstoća, sledeći principi su primenjeni za formulaciju UHPFRC-a:

- krupni agregati su potpuno eliminisani (maksimalni prečnik agregata je tipično manji od 7 mm)
- granulometijski sastav je posebno optimizovan dodatkom silicijske prašine; ovaj sastojak deluje ujedno i kao pucolan i kao izuzetno fina ispuna između cementnih zrna; poroznost je tako smanjena smanjujući slobodni međuprostor za razvoj CH kristala, kao i smanjenjem CH u dodatnim reakcijama
- vodocementni faktor je nizak, čime se smanjuje prostor između cementnih zrna kao i prostor za formiranje prelazne kontaktne zone
- superplastifikatori i ostali dodaci omogućavaju dovoljnu fluidnost materijala, koja je u protivnom limitirana usled niskog vodocementnog faktora
- mikrostruktura može biti dodatno poboljšana termičkim tretmanom ili očvršćavanjem elemenata pod pritiskom.

Rezultat ovakve koncepcije je cementna matrica gotovo bez kapilarne poroznosti, u poređenju sa 20-25% kapilarnih pora prisutnih kod klasičnih betona, ili 12-20% pora kod betona visokih čvrstoća. Prelazna kontaknta zona je tanka i bitno poboljšane strukture, bez velikih kristala CH, a sama cementna pasta je bitno kruća, sa modulom elastičnosti koji se približava vrednosti modula elastičnosti agregata (većim od 50 GPa) što bitno smanjuje mehaničku heterogenost. Ovo objašnjava oblik dijagrama napon-deformacija pri jednoosnom pritisku (slika 2b)), gde je primetno da krutost ostaje nepromenjena do napona od gotovo 80% čvrstoće na pritisak, za razliku od klasičnih betona gde krutost počinje da opada pri naponu koji odgovara znatno nižem procentu čvrstoće.

3 PONAŠANJE UHPFRC-a U KONSTRUKCIJSKIM ELEMENTIMA

UHPFRC je u dosadašnjoj praksi ispitivan i upotrebljavan u konstukcijskim elementima sa ili bez klasične armature. Predmet u ovom delu je ponašanje pri savijanju elemenata bez klasične armature, što je i jedna od tema eksperimentalnih i teoriskih istraživanja prvog autora rada. Kao što će biti obrazloženo, tanki elementi bez dodatne armature predstavljaju jednu od najefikasnijih i najobećavajućih upotreba UHPFRC-a.



Slika 3 – Odgovor grede od UHPFRC-a pri savijanju: a)mereni dijagram sila-maksimalno pomeranje; b) šematizovan prikaz faza pri savijanju u zavisnosti od nivoa deformacija zatezanja; c) nelinearna raspodela napona duž preseka i ekvivalentni napon savijanja

Zahvaljujući duktilnosti pri zatezanju (slika 2 a)), kao i izuzetno visokoj čvrstoći na pritisak, čvrstoća na savijanje greda od UHPFRC-a je izuzetno povećana u odnosu na čvrstoću matrice na zatezanje. Primer tipičnog merenja sile i maksimalnog ugiba, δ, grede pri savijanju je dat na slici 3 a). Radi poređenja, termin "ekvivalentan napon savijanja", σ_{equ}, je korišćen za karakterisanje čvrstoće na savijanje: on predstavlja maksimalni napon zatezanja koji bi odgovarao linearno-elastičnoj raspodeli napona duž preseka (crna linija na slici 3c)) za dati moment savijanja M, koji je, u realnom preseku grede od UHPFRC-a, prihvaćen nelinearnim naponima u zategnutoj zoni (siva zona na slici 3c)). U elementu izloženom na savijanje dakle nosivost raste nakon otvaranja prve prsline (slika 3 a)). Odgovor na savijanje je šematski predstavljen na slici 3 b): ponašanje grede je linearno-elastično tokom vrlo malog dela postigute čvrstoće i deformacija (A), tokom $\sigma_{equ} \leq f_{c,t}$, dok je veći deo karakterisan nelinearnim ponašanjem (B, C i D). Tokom prve faza nelinearnog odgovora (B) dolazi do otvaranja

mikroprslina i znatnog povećanja nosivosti, dok maksimalna deformacija zatezanja ne dostigne nivo ε_u, odnosno $\sigma_{equ} = n \cdot f_{c,t}$. Teorijski je pokazano je da za $f_{c,t} = f_{c,t.m}$ koeficijnt n ima vrednost u opsegu 2.2-2.5 [1], ukazjujući dakle da UHPFRC u ovoj fazi dostiže vrednosti σ_{equ} veće 20 MPa. Pokazano je da za tanke elemente, koji su od interesa za primenu bez klasične armature, ova vrednost ne zavisi od veličine preseka [3], što nije slučaj sa prvom nelinearnom fazom kod elemenata od ostalih mikorarmiranih betona. Maksimalni ekvivalentni napon savijanja, f_{equ}, je postignut sa lokalinim pojavljivanjem opadajućih napona u zategnutoj zoni grede (C), u okolini lokalizovane prsline koja će dovesti i do loma grede. Povećanjem deformacija nako što je dostignut maksimalni napon f_{equ} dolazi do gubitka nosivosti grede (D). Kvantitativne vrednosti koje karakterišu poslednje dve faze (C i D) su jako zavisne od veličine preseka, kao i u slučaju ostalih mikroarmiranih betona.

Eksperimentalni i teoriski rezultati pokazuju da je kod tankih elemenata f_{equ} postignut pri velikim deformacijama i da je sa daljim povećanjem deformacija gubitak nosivosti jako spor. Činjenica da elementi mogu ispoljiti veliki nivo deformacija bez znatnog smanjenja nosivosti je od izuzetne važnosti za konstukcijsku primenu. U slučaju statički neodređenih elemenata, pomenuta duktilnost pri savijanju vodi do znatne preraspodele unutrašnjih sila i, dakle, do povećanja nosivosti [1]. Iz navedenih razloga, vrlo tanki konstrukcijski elementi (debljine 3-5 cm) mogu biti izvedeni, dajući izuzetnu prednost UHPFRC-a u odnosu na ostale betone.

6 ZAKLJUČAK

UHPFRC je savremen cementni materijal visoko elaboriranie, kompaktne mikrostrukture, koja rezultira izvanrednim mehaničkim karakteristikama. Neki aspekti ponašanja materijala pri jednoosnom stanju zatezanja i pritiska, kao i pri savijanju su izloženi. Svojstvo materijala da prihvati izuzetno visoke napone pritiska kao i znatne sile zatezanja, iako sa ne tako izuzetno visokim naponima zatezanja, ali zahvaljujući duktilnosti, omogućava njegovu primenu za nošenje značajnih momenata savijanja, bez dodatne klasične armature. Tanki elementi ispoljavaju i izuzetnu duktilnost pri savijanju, što je neophodno za konstrukcijsku primenu, naročito u statički neodređenim elementima.

LITERATURA

[1] *Structural Implications of Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete in Bridge Design, PhD thesis* / Spasojević, A. // avril 2008, EPFL, Suisse, 285 p.

[2] *Béton fibrés à ultra-hautes performances, (Ultra high performance fibre-reinforced concretes), recommandations provisoires* / SETRA, AFGC // Janvier, 2002, France, 152 p.

[3] *Influence of Tensile Properties of UHPFRC on Size Effect in Bending* / Spasojevic A., Redaelli D., Fernández Ruiz M., Muttoni A. // Second International Symposium on Ultra-High Performance Concrete, 2008, Kassel, pp. 303 – 310

[4] *Composition of Reactive Powder Concretes* / Richard P., Cheyrezy M. // Cement and Concrete Research, vol. 25, no. 7, October, 1995, USA, pp 1501-1511,.

[5] *Derniers développements dans l'utilisation des bétons fibrés ultra performants en France* / Bouteille S., Resplendino J.// Actes des journées techniques organisées par l'Association Française de Génie Civil (AFGC):Performance, Durabilité, Esthétique, 2005. Paris, p. 19

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Nemanja Ćalić[1]

SAVREMENA PRAKSA NAKNADNOG PREDNAPREZANJA U ZEMLJAMA BLISKOG ISTOKA

Rezime:

Rad obradjuje izabrane delove savremene prakse i zahteva u izvodjneju naknadnog prednaprezanja na infrastrukturnim objektima izvođenim betoniranjem na licu mesta u zemljama bliskog istoka. Istaknuti su specifični zahtevi koji se uobičajeno pojavljuju u specifikacijama i izvodjačkoj praksi u situaciji izuzetnointenzivne izgradnje tog regiona. Navedena su i rešenja koja se predlazu kao i načini pripreme i prevazilaženja konfliktnih situacija tokom izgradnje.

Ključne reči: prednaprezanje, praksa, Bliski Istok

CONTEMPORARY POST TENSIONING PRACTICE IN THE MIDDLE EAST COUNTRIES

Summary:

The article covers selected parts of the comtemparary post tensioning practices of the cast in sity infrastructural projects in the Middle East countries. Highlighted are the related reqirements usually appearing in the particular specifications and work practice in the environment of the significant infrastructure construction boom. Presented are also the proposed solutions and ways of preventing or resolving conflictual situations during construction .

Key words: post tensioning, practice, Middle East

[1] Dipl. Inž. Građ., Rukovodilac odeljenja za mostove, Eurogardi Group, Novi Sad, Srbija
B.Sc.E., Bridge Division Manager, Eurogardi Group, Novi Sad, Serbia

1. STANDARDI

Vezano za istorijsko ekonomsko i kulturološko nasleđe regiona, uobičajeni standardi u primeni u gradjevinarstvu su britanski i američki.

Koji će standard biti konkretno primenjen na kojem projektu zavisi ponajviše od konsultanta koji je odabran za celi posao. Kako su američke konsultantske kuće prilično uticajne i zastupljenje one poslovicno prate AASHTO specifikacije u projektovanju infrastrukturnih objekata i uslovljavaju upotrebu užadi za prednaprezanje u skladu sa ASTM A416 preporukama, dok britanske kuće rade proracune po BS 5400 preporukama i uslovljavaju upotrebu BS 5896 za užad i BS EN 445-447 za injektiranje.

Britanski konsultanti u poslednje vreme uvode intenzivno i britansku praksu u zaštiti kablova za prednaprezanje od korozije ustanovljenu i zasnovanu pretežno na bazi Technial Report No 47 – Durable Bonded Post Tensioned Bridges [2] koji je vrlo restriktivan i izuzetno zahtevan za izvodjače, pogotovo u klimatskim uslovima zemalja u tom regionu.

EURONORM je prilično retko u upotrebi ali polako počinje da zauzima svoje mesto ulaskom na tržište nemačkih i drugih izvođača iz severne Evrope.

2. PRIPREMA

Uobičajeni koncept i obim radova koji se očekuje da obuhvati podizvođač za prednaprezanje je sledeći:

Ulazni podaci - podaci dostavljeni od stane Izvođača – Konsultanta:

- standardi koje podizvođač treba da poštuje prilikom radova na prednaprezanju
- specifikacije, generalne i posebne
- eventualno proporučeni sistemi prednaprezanja
- feze izvođenja radova na prednaprezanju
- krajnja sila potrebna da se ostvari u fazama prednaprezanja
- centralna linija kablova
- eventualno tip kablova i njihov broj u poprečnom preseku

Na osnovu ovoga, podizvođač za prednaprezanje je dužan da dostavi i uradi:

- predkvalifikaciju sistema za prednaprezanje i svih materijala za ugradnju
- izvođački projekat prednaprezanja koji je uobičajeno u formi crteza za izvođenje na kojima se definiše tip kablova koji se preporučuje, polozaj svakog kabla posebno koji poštuje centralnu liniju kablova datu projektom, polozaj i tip odušaka za injektiranje, redosled prednaprezanja kablova i svaki drugi detalj koji može biti relevantan za izvođenje a karakterističan je za sistem u primeni i nije naveden u osnovnim crtežima
- detaljan opis radova na prednaprezanju (Method Statement)
- test trenja za ustanovljavanje parametara trenja u kablovima
- proračun sile prednaprezanja i očekivanog izduženja kablova na osnovu rezultata testa trenja
- izvede radove na prednaprezanju u skladu sa svojim podizvođačkim ugovorom
- dostavi zapisnike o krojenju i uvlačenju užadi, izvedenom prednaprezanju i injektiranju kablova.

2.1. TEST TRENJA

Test trenja se uobičajeno radi pred prvo prednaprezanje na projektu i prilikom prelaska na kablove bitno različitog tipa ili konfiguracije po broju uzadi ili po dužini i obliku trase kablova. Normalno je da se na prvim kabovima radi test dok se na sledećim očekuje da konsultant zatraži novi test ili se u protivnom rezultati dobijeni prvim testom koriste i na dalje.

Test trenja ima osnovnu svrhu da potvrdi da je upotrebljeni sistem prednaprezanja u stanju da ispoštuje pretpostavke projektanta oko parametara trenja korišćene prilikom projektovanja i osigura unošenje potrebne sile prednaprezanja u konstrukciju. Njegova praktična vrednost se vidi u eventualnim korekcijama ukoliko izvođač, zejedno sa svojim podizvođačem za prednaprezanje nije bio u stanju da izvede konstrukciju na takav način da se u potpunosti ispoštuje projektovano stanje.

U praksi je uobičajeno da rezultati testa trenja daju bitno bolje rezultate nego što su projektantske pretpostavke. To je uglavnom rezultat prvoklasnih materijala koji se koriste, brzine izgradnje i ugradnje kablova koja ne dozvoljava pojavu rđe i prljavštine u kablovima i velikog stepena preciznosti u izvodjenju trase kablova.

Test se izvodi nakon formiranja prvih kablova na način što se postave dve istovetne prese na suprotnim krajevima kabla i vrši se potezanje kabla samo s jedne strane dok se druga presa na taj način samo pobuđuje, tj ostvaruje se određeni reaktivni pritisak u njoj. Na osnovu poznatih parametara obeju presa (podaci o baždarenju, unutrašnjih gubitaka), trase kablova i mehaničkih karakteristika užadi koja su instalirana dobija se stvarna, izmerena razlika u sili na dvema presama.

Kako je gubitak sile prednaprezanja na trasi kablova zavisan od dva parametra, koeficijenata μ i k, jedna jednačina ravnoteže sila na krajevima kabla nije dovoljna za jednoznačno rešenje i određivanje vrednosti ova dva parametra. Stoga se pribegava iskustvenom određivanju vrednosti jednog parametra i onda izračunavanju odgovarajuće vrednosti drugog.

Ovakav način interpretacije rezultata dobijenih testom na licu mesta je dovoljno tačan za uslove praktične primene. Tačne vrednosti pojedinačnih parametara trenja su od manje važnosti od ukupne stvarne vrednosti gubitaka sile prednaprezanja koji su u dovoljnoj tačnosti određeni ovakvim pristupom.

3. PREDNAPREZANJE

Standardne pripremne radnje za izvođenje i praćenje skupnog prednaprezanja su:

- proračun očekivanog istezanja kablova - prema testu trenja i traženim silama iz projekta
- proračun potrebnih pritisaka na presama - prema dijagramima baždarenja
- priprema gradilišnih zapisnika
- priprema i kontrola raspožive i potrebne opreme za izvođenje radova, obezbeđenje stand by opreme za slučaj otkazivanja.

Ovde je vazno napomenuti da u najvećem broju slučajeva rezultat testa trenja ne utiče na promenu krajnje tražene sile na presi, što bi logično bilo za očekivati. Ukoliko je projektom data tražena krajnja sila na presi prilikom prednaprezanja, gradilišni konsultantski tim će se uobičajeno držati toga i zahtevati da se ta sila ispoštuje. Istovremeno će dozvoliti da se rezultati testa trenja koriste za izračunavanje očekivanog izduženja kablova prilikom prednaprezanja kao podatka koji se dobija od izvršioca prednaprezanja i predstavlja gradilišnu kategoriju.

Tolerancija merenih izduženja u odnosu na na ovaj način izračunata izduženja je ± 5%.

3.1. TIPIČNI PROBLEMI

Problemi prilikom prednaprezanja i postizanja traženog opsega tačnosti su prilično retki.

Karakeristično za sve je da se ustanovljavanje uzroka problema radi postupno i većinom iskustveno, rešenje se traži prvenstveno u okviru nedestruktivnih metoda. Samo u krajnjem slučaju pristupa se potpunoj zameni kablova sa ili bez otvaranja kabla duž trase.

Prilikom registrovanja izduženja kabla manjeg od očekivanog najčešći uzrok je nagli prelom trase kabla ili friction point. Ova pojava tipično posledica nepažnje prilikom montaže orebrenih cevi i to ne greškom u trasi već deformacijom poprečnog preseka cevi recimo gaženjem ili forsiranom montažom neke porprečne armaturne šipke ili uzengije. Ovakva loklana deformacija cevi je izuzetno opasna kada se nadje na unutrašnjoj strani krivine kabla (ka centru krivine) jer izaziva nagli prevoj užadi koji pri povećaniom nivou unesene sile izaziva prekid i lom užadi.

Od izuzene je važnosti da se pojava nedovoljnog izduženja usled prevoja kabla uoči rano, prilikom merenja izduženja u međukoracima unošenja sile kako ne bi došlo do kidanja kabla pri nivoima sile bliskim konačnim.

Rešenja se traže prvo računski, u preraspodeli sile sa drugim kablovima u rebru ili ploči ukoliko je to moguće. Ovde do izražaja dolaze mereni koeficijenti trenja i stvarni, ustanovljeni gubici sile jer se obično može dokazati da je ukupna uneta sile prednaprezanja u celokupnom preseku dovoljna da zadovoljui krajnju projektovanu silu *posle gubitaka,* te da nikakva dodatna intervencija nije potrebna. Ukoliko ovo nije dovoljno, ide se na povećanje sile prednaprezanja u preostalim kablovima u preseku. Ukoliko ni to nije dovoljno, mora se ići na sanaciju trase kabla.

Važno je napomenuti da se prilikom ovih analiza nikako ne kompromituje krajnja sila prednaprezanja u kritičnim presecima i ukupni integritet završene konstrukcije.

I obrnuti slučaj istezanja kabla većeg od očekivanog je izuzetno važno rano otkriti.

Uzrok ove pojave je obično prekid jedne ili više žica u jednom užetu, ređe celog užeta, ili proklizavanje klinova.

Ukoliko je uzrok prekid žice, najbolje je obustaviti dalje zatezanje, ustanoviti po kojem užetu se radi, isključiti ga iz kabla i dovršiti zatezanje. Naknadno treba dokazati da je uneta sila dovoljna ili nedostatak sile nadomestiti povećanim nivoom sile u užadima tog kabla ili u susednim kablovima. Ukoliko je ovo nedovoljno treba ratseretiti kabal i zameniti užad sto je u ovom slučaju prilično jednostavan postupak.

4. INJEKTIRANJE

Injektiranje i zahtevi za izvođenje radova, sastav i pripremu smese i opšte uslove koji treba da da budu ispunjeni su obično vrlo detaljno obrađeni u Posebnim Specifikacijama.

Nažalost, u želji da se bude revnostan i da se ništa ne izostavi, konsultanti neretko naparave greške u preterano detaljnom specificiranju radova na injektiranju za različite tipove prednaprezanja i orebrenih cevi.

Generalno, mora se praviti suštinska ražlika prilikom:

- rada sa unutrašnjim i spoljnim prenaprezanjem
- korišćenja orebrenih plastičnih ili cevi od galvanizovanog čelika i punih čeličnih ili debelozidnih HDPE cevi.

Uslovi, zahtevi i pravila injektiranja u gore navedenim slučajevima se bitno razlikuju i nikako ne smeju biti pomešani skupa ili primenjeni za neadekvatni slučaj.

4.1. TEST PRITISKA

Testiranje kablova na pritisak pred injektiranje je zahtev uveden i praktično relevantan za eksterno prednaprezanje, kablove postavlejne u čeličnim ili HDPE cevima izvan poprečnog preseka betona. Kod ovakvih tipova prednaprezanja potrebno je obezbediti i dokazati nepropustljivost kablova na vazduh pod određenim pritiskom kako bi se obezbedilo i osiguralo ispravno injektiranje.

Ovaj zahtev je u skorije vreme neopravdano počeo da se pojavljuje i u specifikacijama za prednaprezanje unutar poprečnog preseka i sa orebrenim čeličnim cevima, sa različitim nivoima traženog pritiska pri ispitivanju, uglavnom viđen kao poboljšanje kvaliteta izvodjenja.

Nekoliko bitnih parametara koji razlikuju ova dva tipa prednaprezanja:

- svi glavni i spojni elementi koji se koriste pri spoljnjem prednaprezanju imaju mogućnost zadržavanja pritiska, dok orebrena čelična cev nije predviđena za to, a pogotovo ne njen konektor
- testiranje vazduhom pod većim pritiskom od maskimalno predviđenog za injekcionu smesu može dovesti do popuštanja cevi i prskanja betona u slučajevima kada su kablovi postavljeni plitko u odnosu na površinu betona kao što je to uglavnom slučaj kod poprečnog prednaprezanja mostovskih kolovoznih ploča.

4.2. ISPIRANJE KABLOVA

Ispiranje kablova vodom pre injektiranja je gotovo uvek definisano kao obavezna aktivnost koja prethodi injektiranju.

Kao razlozi se uobičajeno navode:

- uklanjanje eventualnih nečistoća iz kabla
- dokazivanje propulzivnosti kabla pred injektiranje.

Po uspešnom ispiranju kabla vodom (smatra se uspešnim kada se na izvodu pojavi čista voda u mlazu istovetnog intenziteta kao na uvodu), zaostalu vodu iz kabla bi trebalo ukloniti izduvavanjem komprimovanim vazduhom.

Ispiranje kablova kao uobičejena praksa pred svako injektiranje nije preporučena od strane ni jedne od većih firmi izvođača i sopstvenika sistema prednaprezanja [1], [3].

Ispiranje kablova se preporučuje jedino kao interventna i specijalna mera u slučajevima zaglavljivanja i onemogućavanja injektiranja u toku samog procesa. Ispiranje vodom pod pritiskom je u tim slučajevima prva i najbolja mera za ponovno uspostavljanje propulzivnosti kablova pre no sto se pristupi ustanovljavanju i rektifikaciji uzroka zaglavljivanja injekcione mase.

Ispiranje kablova pre injektiranja ima negativan efekat na kvalitet injektiranja usled neizbežnog zadržavanja vode u najboljem slučaju samo u:

- nižim delovima korugacija cevi
- kapilarno između žica unutar uzadi.

Ova količina vode se ne može eliminisati niti pre niti tokom injektiranja koje se obavlja relativno brzo. Stoga ona utiče na injekcionu smesu tek nakon završetka injektiranja povećavajući vodocemontni faktor najpre u zoni oko i unutar samih užadi narušavajući time finalni kvalitet injektiranja na najosetljivijem mestu.

4.3. TEMPERATURA SMESE I BRZINA INJEKTIRANJA

Standardna klauzula oko temperature i vremena trajanja injektiranja u specifikacijama je sledeća:

- tempreratura injekcione smese ne sme biti veća od 25°C na uvodu i 32°C na izvodu
- injektiranje jednog kabla mora biti završeno u okviru ….. (20 min)

Potvrda ovakvih zahteva nije mogla biti pronađena ni u jednom od standarda koji obrađuju konkretno problematiku injektiranja kablova za prednaprezanje. Pretpostavka je da su ovakvi kriterijumi izvučeni analogijom sa uslovima za betoniranje u toplim klimatskim uslovima i na kraju se odomaćili u specifikacijama u regionu.

Prvi uslov temperature na uvodu u kabal je osnovan i, iako zahtevan, nije ga nemoguće ispuniti čak i uslovima vrlo visokih spoljnih temperatura (do 47°C). Mere koje to omogućavaju:

- rad na injektiranju iskljucivo noću
- upotreba vode rashlađene ledom, temperatura oko 4°C
- upotreba cementa rashlađenog u kontejnerima- friziderima, temperatura ispod 20°C
- upotreba miksera male zapremine radi brzog spravljanja emulzije - sprečavanje zagrevanja
- uporteba termički izolovanih miksera i rezervoara za emulziju.

Temperaturu emulzije na izvodu, po prolasku kroz kabal, je vrlo teško kontrolisati tako da je drugi uslov od min 32°C na izvodu iz kabla vrlo teško, ponekada i nemoguće, ispoštovati.

Sa dnevnim temperaturama vazduha koje mogu prelaziti i 50°C dolazi do zagrevanja konstrukcije u toku dana do temperatura koje su i više od temperature vazduha. Emulzija se vrlo podložna brzom zagrevanju prilikom prolaska kroz toplu cev usled nepovoljnog odnosa (velike) dodirne površine i (male) zapremine injekcione smese.

Mere za sprečavanje prevelikog zagrevanja emulzije su vrlo limitirane i osim rada noću jedino što još može da se uradi je:

- spravljanje emulzije što niže temperature na uvodu, ispod 20°C ukoliko je moguće
- hlađenje kabla neposredno pred injektiranje dužim ispiranjem hladnom vodom.

Očigledno je da su ove dve mere izuzetno ograničene i donose vrlo malo poboljšanje uslova tako da se često u praksi dešava da ovaj zahtev nije moguće ispuniti.

Jedino preostalo rešenje je ubediti kosultanta da se ovaj zatev unekoliko relaksira i u tom smislu se koriste sledeća argumentacija:

Formalno: zahtev nema podporu u standardima vezanim iskljuzivo za radove na prednaprezanju

Praktično: ograničenje temperature emulzije na izvodu ne doprinosi poboljšanju kvaliteta injektiranja

- cilj ograničenja temperature emulzije na uvodu je da se obezbedi ugradljivost emulzije – ukoliko se na izvodu registruje emulzija zadovoljavajućeg kvaliteta po svim ostalim parametrima (čistoća, fluidnost) cilj je već postignut
- po završetku injektiranja zatvaranjem odušaka, čak i pod pretpostavkom postignutog kriterijuma temperature na izvodu, dolazi do daljeg zagrevanja injekcione mase u kablu usled temperature okolne konstrukcije. Kako je kabal u tom momentu potpuno zatvoren, sprečeno je da emulzija brzo gubi vlagu što bi dovelo do pada njenog kvaliteta. Uslovi ozvršćavanja emulzije u takvom okruženju su vrlo slični uslovima

koji se vestački stvaraju komorama za zaparivanje i dolazi samo do bržeg očvršćvanja, nikako do pada kvaliteta emulzije.

Zaključak: ukoliko se injektiranje uspešno sprovede u skladu sa svim ostalim kriterijumima, kriterijum temperature na izvodu nije merodavan.

LITERATURA

[1] *Fib Bulletin 20 – Grouting of tendons in prestressed conctrete*

[2] *(British) Concrete Society Technical Report No 47 – Durable Bonded Post Tensioned Bridges; 1996*

[3] *VSL Report No 5 - Grouting of Post tensioned Tendons; VSL International LTD, Lyssach, Switzerland, 2002*

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Snežana Mašović[1]

PRERASPODELA UTICAJA U BETONSKIM KONSTRUKCIJAMA PRI PROMENI STATIČKOG SISTEMA

***Rezime*:**

U pogledu statičkog tretmana betonskih konstrukcija uglavnom se primenjuje linearna elastična analiza. Materijalna nelinearnost, izražena kroz viskoelastično ponašanje betona dovodi do preraspodela napona i presečnih sila. Viskoelastične osobine betona dovode do promena u reakcijama kod statički neodređenih konstrukcija, pa samim tim i presečnih sila. U radu je opisana primena treće i četvrte teoreme linearne viskoelastičnosti za određivanje preraspodele uticaja u betonskim konstrukcijama pri promeni statičkog sistema.

Ključne reči: *betonske konstrukcie, skupljanje, tečenje,promena statičkog sistema*

REDISTRIBUTION OF THE INTERNAL FORSES IN THE CONCRETE STRUCTURES DUE TO STRUCTRURAL CHANGES

Sammary:

Structural analysis of concrete structures is usually provided as linear elastic analysis. Material nonlinearity, expressed through time-drprndent properties of concrete, leads to the redistribution of stresses and internal forces. Viscoelstic concret properties involves changes in reactions in saticaly indeterminate structures, as well as changes in internal forces. In these paper usage of 3^{th} and 4^{th} theorem of linear viscoelasticity for aging materials is presented for determing redistribution of internal forces in case of changes of structural sistem of concrete structures.

[1] *Magistar, asistent,Građevinski Fakultet Univerziteta u Beogradu*

1 UVOD

Pri izvođenju konstrukcija od armiranog i/ili prethodno napregnutog betona na klasičan način, betoniranjem na licu mesta, prvo je potrebno izraditi nepokretnu skelu i oplatu. Za veće objekte, a posebno za objekte koji premošćuju prirodne prepreke, izrada stalne, nepokretne skele nekada povlači i vrlo značajne troškove. To dovodi do razvoja ideje o izvođenju betonskih konstrukcija bez upotrebe fiksne skele. Savremeni postupci građenja se bitno razlikuju od betoniranja konstrukcije na fiksnoj skeli, nezavisno od statičkog sistema konstrukcije. Unapređenje postupka izvođenja išlo je u dva pravca koji su se međusobno prožimali. Jedan pravac je upotreba montažnih - prefabrikovanih elemenata, drugi pravac je slobodna izgradnja bez upotrebe stalnih skela. Usko povezano sa ovakvim načinom izvođenja javlja se **transformacija** statičkog sistema tokom izvođenja do konačnog sistema u eksploataciji. Opterećenja kao i prinudne deformacije se pojavljuju u različitim vremenskim trenucima koji korenspodiraju različitim statičkim sistemima koji nastaju kroz niz faza izvođenja. Konačni sitem je proizvod ovih faza i uticaji koji se u njemu javljaju, usled opterećenja iz prethodnih faza, se ne mogu obuhvatiti prostom superpozicijom.

Često se betonske konstrukcije koje tokom izvođenja prolaze kroz različite statičke sisteme statički tretiraju prostom superpozicijom uticaja različitih faza sa odgovarjućim opterećenjem i statičkim sistemom koji deluju u posmatranoj fazi. Ovaj pristup, inače ispravan kod konstrukcija koje su sačinjene od linearno elastičnog materijala, kao što je čelik, kod betonskih konstrukcija dovodi do netačnog rešenja. Kao posledica viskoelastičnih osobina betona, tokom vremena uspostavlja se stanje presečnih sila koje se približava uticajima u konačnom statičkom sistemu usled opterećenja koje je delovalo u prethodnim statičkim sistemima. Pojava softwear-a za nelinearnu analizu konstrukcija, koji rade na principu generalnog numeričkog step-by.step postupka, omogućila je analizu ovog tipa konstrukcija.

Međutim, u fazi projektovanja, naročito pri odabiru optimalmog rešenja i faza izvođenja, primena kompleksniih proračuna je neracionalana. Racionalno je primenjivati pojednostavljene postupke proračuna koji će ukazati na granice u kojima se očekuje ponašanje konstrukcije sa aspekta vremenskih deformacija betona, imajući to u vidu nepouzdanost predviđanja ponašanja materijala od koga je konstrukcija načinjena. U tu svrhu treba imati u vidu da se najveći broj konstrukcija može svrstati, uz manje ili veće aproksimacije u grupu takozvanih homogenih konstrukcija sa krutim spoljnjim vezama. Aproksimacije se odnose na zanemarenje prslina, što je opravdano u slučaju prethodno napregnutih konstrukcija, kao i na zanemeranje eventualnih različitih reoloških karakteristika betona duž konstrukcije.Uz uvedene aproksimacije rešenje se može naći primenom neke od četiri teoreme teorije linearne viskoelastičnosti.

2 PRIMENA TEOREMA LINEARNE VISKOELASTIČNOSTI PRI ODREĐIVANJU UTICAJA U BETONSKIM KONSTRUKCIJAMA

Na osnovu prve teoreme linearne viskoelastičnosti dolazi se do zaključka da se početne deformacije povećavaju po principu superpozicije, dok presečne sile u konstrukciji (bez obzira na stepen statičke neodređenosti) ostaju konstantne i jednake elastičnom rešenju.

$$S(t) = S_{el,t_0} \qquad D(t) = Ec\,(t0)\,J(t,t0)\,D_{el,t_0} \tag{1}$$

Prema drugoj teoremi teorije linearne viskoelastičnosti, deformacije koje se javljaju u konstrukciji kao posledica prinudne deformacije, koja ostaje konstantna tokom vremena, se ne menjaju, dok se presečne sile u konstrukciji menjaju proporcionalno funkciji relaksacije.

$$D(t)= Del,_{t0}\, S(t) = S_{el,t_0}\,\frac{R(t,t_0)}{E(t_0)} \tag{2}$$

U slučaju promene statičkog sistema primenjuju se treća i četvrta teorema linearne viskoelastičnosti, prema kojima se uticaji u konačnom sistemu određuju određuju superpozicijom rezultata početne elastične analize i parcijalnih razlika uticaja iz svake naredne faze korigovanih sa intervalnim koeficijentom starenja, kako je to prikazano izrazom (3).

$$S^{j+1}(t) = S^{el,1} + \sum_{i=1}^{j} \xi(t,t_0,t_i)\Delta S^{el,i} \tag{3}$$

Uobičajeno je da je poznata funkcija tečenja ***J(t,t₀)***, odnosno u propisima i preporukama, kao i stručnoj literturi su najčešće formulisani matematički izrazi koji je opisuju. Razlog tome je što je daleko jednostavnije izvesti opit tečenja, te se ovi predlozi za funkcije tečenja formiraju na osnovu brojnih eksperimentalnih podataka. Ostale dve funkcije, koje se koriste pri primeni opisanih teorema, t.j. funkcija relaksacije i intervalnog koeficijenta starenja se mogu odrediti numeričkom integracijom za usvojenu funkciju tečenja na osnovu sledećih bazičnih izraza teorije linearne viskoelastičnosti:

$$J(t,\tau)E(\tau) + \int_{\tau}^{t} J(t,\theta)dR(\theta,\tau) = 1 \tag{4}$$

$$\xi(t,\tau,t_1) = \int_{t_1}^{t} R(t,\theta)dJ(\theta,\tau) \tag{5}$$

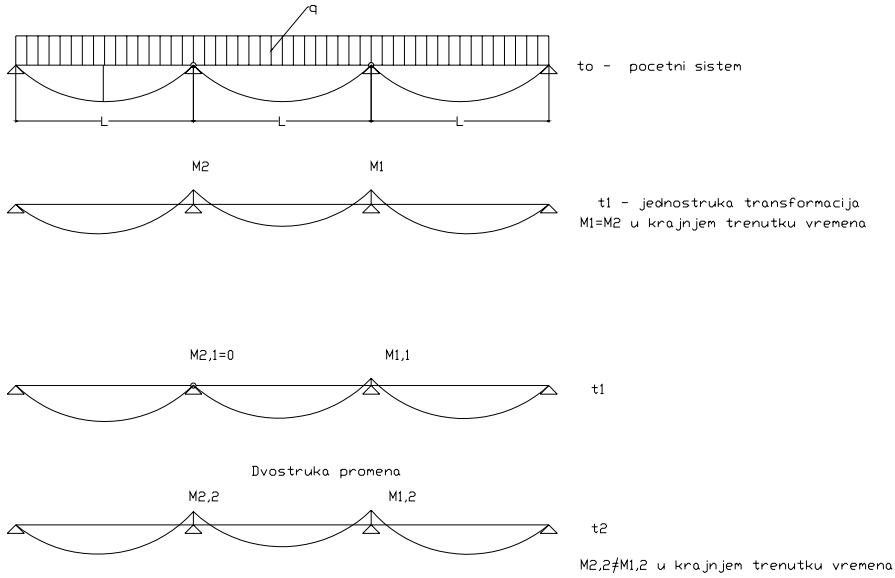
Naravno da, obzirom da se radi o numeričkoj integraciji, funkcije relaksacije i intervalnog koeficijenta starenja, kao i dobro poznatoe funkcije koeficijenta starenja ***χ (t,t₀)*** koja se koristi kod AAEM metoda, nije moguće izraziti u analitičkom obliku. Iz tog razloga rezultati numeričkih integracija se uglavnom prikazuju u formi grafikona, koji su publikovani u odgovarajućoj literaturi. Svaki novi predlog funkcije tečenja zahteva numeričku integraciju i izradu novih grafikona.

Podred, našoj javnosti poznatih predloga za funkciju tečenja prema MC 90 (koja je gotovi identična predlogu Evrokoda 2), za koju su pomenuti grafikoni publikovani u [1], u svetu se često koriste i predlozi B3 [Bazant and Baweja 2000], odnosno GL2000 [Gardner и Lockman 2001]. Na web site-y (*www.polito.it/creepanalysis)* [2], kreiranom od strane Politecnico di Torino, se nalazi program koji vrši pomenute numeričke interacije, za čitav niz razlicitih parametara od kojih zavise predložene funkcije tečenja, i prikazuje rešenja u vidu pomenutih grafikona, za ova tri predloga funkcija tečenja.

Koliko sami rezultati zavise od usvojenog predloga funkcije tečenja, odnosno od reoloških karakteristika betona, biće ilustrovano na sledećem numeričkom primeru.

3 NUMERIČKI PRIMER

Na jednostavnom primeru, jednostruke odnosno dvostruke transformacije statičkog sistema kao posledica dva moguća načina izvođenja, biće demonstrirana primena treće i četvrte teoreme linearne visko elastičnosti. Isti primer je zatim urađen pomoću programa DIANA [3], u koji je inače inkorporirana funkcija tečenja prema MC 90. Na slici 1 je ilustrovan ovaj primer.



Slika 1 Primer jednostruke i dvostruke transformacije sistema sa momentima koji su posledica tečenja betona

U slučaju jednostruke promene sistema, primenom treće teoreme linearne visko elstičnosti, dobija se:

$$M_1 = M_2 = 0 + \frac{qL^2}{10}\xi(t, t_0, t_1)$$

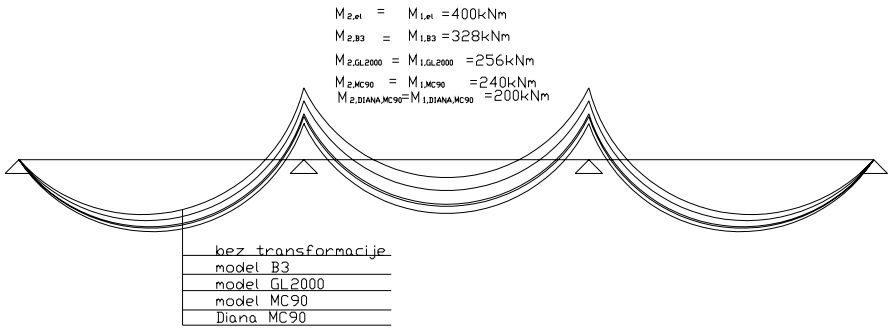
U slučaju dvostruke promene sistema, primenom četvrte teoreme linearne viskoelastičnosti dobija se:

$$M_{1,2} = 0 + \frac{qL^2}{8}\xi(t, t_0, t_1) + \left(\frac{qL^2}{10} - \frac{qL^2}{8}\right)\xi(t, t_0, t_2)$$

$$M_{2,2} = 0 + 0 + \frac{qL^2}{10}\xi(t, t_0, t_1)$$

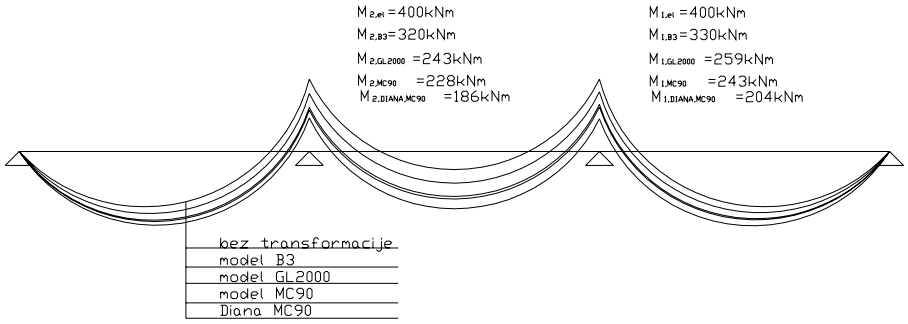
Da bi se odredili pomenuti intervalni koeficijenti strenja potrebno je određene numeričke vrednosti usvojiti u posmatranom primeru. To je od naročitog značaja pri primeni DIANA-e, koji ne radi u opštim brojevima (kao uostalom i svi programi). Usvojen je beton marke 30, t_0=28 dana, srednji obim 30cm, vlažnost od 80%, t_1=35 dana, t_2=42 dana, konačni trenutak vremena t=10000dana(oko 27 godina), L=20m, q=10kN/m.

Na slici 2 prikazane su konačni dijagrami momenata određeni primenom intervalnog koeficijenta strenja, u slučaju jednostruke promene sistema, za tri navedene funkcije tečenja kao i prema DIANA za MC90.



Slika 2 momenti nakon jednostruke transformacije 7 dana nakon opterećenja

Na slici 3 prikazane su konačni dijagrami momenata određeni primenom intervalnog koeficijenta strenja, u slučaju dvostruke promene sistema (zatvara se jedan čvor nakon 7 dana a drugi zglob se zatvara nakon 14 dana od opterećenja), za tri navedene funkcije tečenja kao i prema DIANA za MC90.



Slika 3 momenti nakon dvostruke transformacije 7 i 14 dana nakon opterećenja

Kako se može sa prikazanih slika uočiti uticaji koji se razvijaju od opterećenja u prvobitnom statičkom sistemu se tokom vremena približavaju vrednostima koji bi se javili u konačnom statičkom sistemu kad bi u njemu delovalo početno opterećenje. Ukoliko se izvodi višestruka transformacija, veći moment se ostvaruje u čvoru koji je ranije bio zatvoren. Takođe se uočava zadovoljavajuće slaganje uticaja koji su, za istu funkciju tečenja (MC90) određeni upotrebom intervalnog koeficijenta starenja i softwear-om koji radi po step-by-step postupku. Na osnovu toga se može zaključiti da u slučaju konstrukcija koje zadovoljavaju uvedene aproksimacije, opravdano koristiti približne postupke bazirane na teoriji viskoelastičnosti i opisane izrazom (3).

U tabeli 1 određen je odnos momenta preraspodele prema linerno elastičnom rešenju u konačnom sistemu, što je u slučaju jednostruke transformacije istovremeno (pošto je početni moment jednak nuli) i intervalni koeficijent starenja. Intervalni koeficijenti starenja, koji su korišćeni pri određivanju uticaja, su za odgovarajuće modele funkcije tečenja očitani sa grafikona iz programa **CREEP** sa već pomenutog web- site.

Tabela 1 – Odnosi preraspodeljenog momenta prema elastičnom rešenju za konačni sistem

model funkcije tečenja	jednostruka transformacija	dvostruka transformacija	
	M/M_{el}	M_1/M_{el}	$M2/M_{el}$
B3	0.82	0.825	0.8
GL2000	0.64	0.6475	0.607
MC90	0.6	0.608	0.57
DIANA(MC90)	0.5	0.51	0.465

Kao što se iz tabele može zaključiti stepen preraspodele se kreće izmeću 45% i 85%, zavisno od toga koji je proračunski model ponašanja betona usvojen. Stvarne karakteristike betona konstrukcije mogu više ili manje odgovarati nekom od primenjenih modela te se može smatrati da se približnim proračunom za različite modele ponašanja betona može doći do gornje i donje granice očekivane preraspodele.

4 ZAKLJUČAK

Pri transformaciji statičkog sistema, koja se javlja zavisno od postupaka izvođenja, dolazi do preraspodele uticaja koji se u konačnom stanju približavaju uticajima kao da faze izvođenja nisu ni postajale, odnosno kao da transformacije sistema nije ni bilo, a sve zahvaljujući reološkim karakteristikama betona. Stepen preraspodele zavisi od više faktora između ostalog od proračunskih predpostavki vezanih za reološke karakteristike betona. Moguće je uz opisane aproksimcije, u preliminarnom proračunu, primenom jednostvnih postupaka, odrediti gornju i donju granicu stepena preraspodele te na osnovu njih predvideti ponašanje konstrukcije.

LITERATURA

[1] CEB Builletin d'Information No215 Structural effects of time-dependent behavior of concrete CEB 1993

[2] M. A. Chiorino M.A.: A Rational Approach to the Analysis of Structural Effects due to Creep, ACI SP-227American Concrete Institute, 2005 pp. 107-142

[3] DIANA Finite Element Analysis: User's Manual Release 9.2, TNO Building and Construction Research, Department of Computational Mechanics, P.O. Box 49, 2600 AA Delft, Netherlands, 2007

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Borjan Popović [1]

GRANIČNO STANJE ŠIRINE PRSLINA ARMIRANOBETONSKE PRSTENASTE TEMELJNE GREDE

Rezime:

Temelj cilindričnog čeličnog rezervoara za naftu, koji ima oblik armiranobetonske prstenaste grede, je obično izložen uslovima jako agresivne okoline tokom perioda upotrebe. Da bi se obezbedili zahtevi trajnosti temeljne konstrukcije projekat prstenaste grede treba da sadrži neophodne proračunske kontrole i dokaze graničnog stanja pojave i širine prslina u periodu upotrebe rezervoara. Proračun treba da obuhvati redistribuciju aksijalnih sila između betona i armature prstenaste grede izazvanu tečenjem i skupljanjem betona. U radu je predložen postupak obuhvatanja ovih efekata pri kontroli graničnog stanja širine prslina ovih elemenata.

Ključne reči: prstenasta greda, tečenje i skupljanje betona, granično stanje prslina

THE LIMIT STATE OF CRACK WIDTHS OF REINFORCED CONCRETE RING FOUNDATION BEAM

Summary:

The reinforced concrete ring beam, that is foundation of cylindrical steel oil tank, is usually exposed during period of service to high aggressive environmental conditions. To maintain durability requirements of foundation structure the design of ring beam shall to contain necessary checks and proofs related to serviceability limit state of cracking and crack widths in period of the tank service. The calculation must take into account axial force redistribution between ring beam concrete and steel caused by concrete creep and shrinkage. The paper proposes approach accounting these effects for check of limit state of crack widths of these elements.

Keywords: ring beam, concrete creep and shrinkage, limit state of crack widths

[1] *mr, asistent, Fakultet Tehničkih Nauka, Novi Sad, Trg Dositeja Obradovića 6, e -mail: borjan@uns.ns.ac.yu*

1 UVOD

Cilindrični čelični rezervoari za skladištenje naftnih derivata su najčešće fundirani na armiranobetonskim prstenastim gredama kombinovanim sa dobro zbijenom ispunom od šljunka ispod kružne ploče dna rezervoara. Temeljna prstenasta greda je tokom eksploatacije obično izložena jako agresivnom delovanju okolne sredine. U cilju obezbeđenja zahteva u pogledu trajnosti temeljne konstrukcije proračun prstenaste grede treba da sadrži neophodne kontrole i dokaze graničnog stanja upotrebljivosti koji se odnose na pojavu i širinu prslina u periodu eksploatacije rezervoara. Proračun ovih elemenata treba da obuhvati unutrašnju redistribuciju aksijalnih sila u betonskom i čeličnom delu preseka prstenaste grede koja se realizuje tokom perioda eksploatacije usled tečenja i skupljanja betona.

Pri analizi je neophodno razmatrati ekstremnu vrednost aksijalne sile zatezanja prstenaste grede, izazvanu bočnim pritiskom tla ispod dna rezervoara, koja nastaje tokom hidrostatičkog ispitivanja čeličnog rezervoara. Probno punjenje vodom čeličnog rezervoara se realizuje u određenom trenutku vremena, nakon kompletnog završetka radova na čeličnoj konstrukciji rezervora. Prstenasta temeljna greda i zbijeni slojevi ispune od šljunka su izvedeni u periodu vremena koji prethodi probnom ispitivanju, tako da je potrebno obuhvatiti efekte izazvane dugotrajnim delovanjem pritiska tla i tečenjem i skupljanjem betona (aksijalna sila zatezanja prstenaste grede usled stalnog opterećenja) u tom vremenskom periodu.

2. PRORAČUN EFEKATA TEČENJA I SKUPLJANJA BETONA

Promena dilatacije prstenaste grede, izazvana kontinualnim tečenjem i skupljanjem betona tokom posmatranog intervala vremena (t_{i-1}, t_i), primenom inkrementalnog algebarskog oblika konstitutivnih zavisnosti za beton i armaturu (reference [1]-[3]), može se prikazati u obliku:

$$\Delta\varepsilon(t_i, t_{i-1}) = \frac{-\Delta N_c^*(t_i, t_{i-1})}{E_c^*(t_i, t_{i-1})A_c + E_s A_s} \tag{1}$$

Fiktivna promena aksijalne sile, koja deluje na betonski deo preseka prstenaste grede i koja poništava slobodne dilatacije tečenja i skupljanja betona prstenaste grede, iznosi:

$$\Delta N_c^*(t_i, t_{i-1}) = -E_c^*(t_i, t_{i-1})A_c\left(\Delta\varepsilon_{cr}^*(t_i, t_{i-1}) + \Delta\varepsilon_{sh}(t_i, t_{i-1})\right) \tag{2}$$

gde su: $E_c^*(t_i, t_{i-1})$ i E_s efektivni modul deformacije betona korigovane starosti i modul elastičnosti armature, $\Delta\varepsilon_{cr}^*(t_i, t_{i-1})$ i $\Delta\varepsilon_{sh}(t_i, t_{i-1})$ promene slobodnih dilatacija tečenja i skupljanja betona prstenaste grede u intervalu vremena (t_{i-1}, t_i), A_c i A_s površine betonskog dela preseka i armature u preseku. Izraz (1) je dobijen zamenom konstitutivnih zavisnosti napon-dilatacija za beton i armaturu u uslov ravnoteže preseka prstenaste grede po aksijalnim silama, uz uvažavanje pretpostavke da su dilatacije u preseku prstenaste grede ravnomerno raspoređenje po visini i širini preseka.

Ako se promena nanetog spoljašnjeg opterećenja razmatra u trenutku vremena t_i, t.j. tokom perioda vremena dužine jednake nuli, tada se vrednost promene dilatacije prstenaste grede dobija kao:

$$\Delta\varepsilon(t_i) = \frac{\Delta N_o(t_i)}{E_c(t_i)A_c + E_s A_s} \tag{3}$$

Ukupna dilatacija neisprskale prstenaste temeljne grede, koja nastaje u posmatranom periodu vremena (t_0, t), dobija se kao zbir:

$$\varepsilon(t) = \sum_{j=0}^{i-1} \Delta\varepsilon(t_j) + \sum_{j=1}^{i-1} \Delta\varepsilon(t_j, t_{j-1}) + \Delta\varepsilon(t, t_{i-1}) \tag{4}$$

Ukupne aksijalne sile u armaturi i betonskom delu preseka prstenaste grede $N_s(t)$ i $N_c(t)$, na kraju posmatranog intervala vremena (t_0, t), se određuju kao:

$$N_s(t) = E_s A_s \varepsilon(t) \tag{5}$$

$$N_c(t) = N(t) - N_s(t) \tag{6}$$

gde je $N(t)$ ukupna aksijalna sila od spoljašnjeg opterećenja u preseku prstenaste grede.

Izbor diskretnih trenutaka vremena koji će se razmatrati, zavisi od predviđenog, odnosno procenjenog oblika istorije nanošenja opterećenja. Treba analizirati nekoliko potencijalnih trenutaka vremena u kojima je moguća realizacija probnog ispitivanja. Vrednosti čvrstoće na zatezanje i modula deformacije betona se povećavaju sa povećanjem perioda vremena između početnog nanošenja opterećenja i probnog punjenja. Redistribucija unutrašnjih aksijalnih sila u preseku izazvana kontinualnim povećanjem dilatacija tečenja i skupljanja betona ima suprotan tok, jer se sa povećanjem proteklog perioda vremena povećava i aksijalna sila zatezanja u betonskom delu preseka prstenaste grede.

3. POSTUPAK KONTROLE ŠIRINE PRSLINA PRSTENASTE GREDE

Opterećenje pri hidrostatičkom ispitivanju predstavlja retku kombinaciju spoljašnjih dejstava, za koju se mora proveriti mogućnost pojave prslina, odnosno veličina karakteristične širine prslina ako se realizuje pojava prslina. U cilju poboljšanja trajnosti i performansi temeljne konstrukcije obično se kao zahtev postavlja uslov da u prstenastoj temeljnoj gredi tokom probnog punjenja ne dolazi do pojave prslina.

Nakon završetka hidrostatičkog ispitivanja čeličnog rezervoara odvija se njegovo pražnjenje tokom koga se rasterećuje prstenasta grede do nivoa koji odgovara nivou stalnog opterećenja. Nakon toga sledi punjenje rezervoara radnim fluidom čime započinje upotreba rezervoara. Za nastupajući period eksploatacije potrebno je definisati kvazistalan, kao i čest (frekventan) nivo radnog fluida i na osnovu njih odrediti vrednosti odgovarajuće aksijalne sile prstenaste grede. Komparativne analize rezultata proračuna ukazuju da je najnepovoljniji slučaj procenjene istorije opterećenja slučaj kod koga se nakon dugotrajnog delovanja kvazistalne aksijalne sile, na kraju posmatranog perioda vremena realizuje diskontinualna promena aksijalne sile do njenog frekventnog nivoa.

3.1 Stanje "dekompresije" i stanje pojave prslina armiranobetonske prstenaste grede

Fiktivna trenutno elastična promena dilatacije prstenaste grede u trenutku *t*, koja dovodi betonski deo poprečnog preseka u stanje u kome su naponi u betonu jednaki nuli iznosi:

$$\Delta\varepsilon_d(t) = -\frac{N_c(t)}{E_c(t) A_c} \tag{7}$$

gde je $E_c(t)$ modul elastičnosti betona grede u trenutku *t*.

Fiktivne promene rezultujućih aksijalnih sila u betonu i armaturi, $\Delta N_{c,d}(t)$ i $\Delta N_{s,d}(t)$, koje odgovaraju razmatranoj fiktivnoj promeni dilatacije $\Delta\varepsilon_d(t)$ su:

$$\Delta N_{c,d}(t) = -N_c(t) \tag{8}$$

$$\Delta N_{s,d}(t) = E_s A_s \Delta\varepsilon_d(t) \tag{9}$$

Fiktivna promena aksijalne sile prstenaste grede $\Delta N_d(t)$, koja odgovara fiktivnoj promeni dilatacije $\Delta\varepsilon_d(t)$ je:

$$\Delta N_d(t) = \Delta N_{c,d}(t) + \Delta N_{s,d}(t) \tag{10}$$

Ukupna dilatacija poprečnog preseka u trenutku *t*, nakon fiktivnog elastičnog rasterećenja betonskog dela preseka, je jednaka zbiru prethodno realizovane dilatacije $\varepsilon(t)$ tokom prethodnog perioda vremena i fiktivne elastične promene dilatacije $\Delta\varepsilon_d(t)$:

$$\varepsilon_d(t) = \varepsilon(t) + \Delta\varepsilon_d(t) \tag{11}$$

Ova ukupna ukupna dilatacija se obično naziva dilatacija pune dekompresije betonskog dela preseka. U ovom slučaju bi bio prikladniji naziv dilatacija potpunog rasterećenja betonskog dela preseka, jer je u periodu vremena koji prethodi posmatranom trenutku betonski deo preseka izložen delovanju napona zatezanja. U ovom fiktivnom stanju dilatacija preseka je odgovarajuća rezultanta ukupnih napona u betonskom delu preseka jednaka nuli, a odgovarajuća rezultanta ukupnih napona u armaturi u preseku je jednaka zbiru rezultujuće sile u armaturi $N_s(t)$, nastale tokom prethodnog perioda vremena, i fiktitivne elastične promene rezultujuće sile u armaturi $\Delta N_{s,d}(t)$.

Ukupna aksijalna sila koja deluje na presek prstenaste grede u stanju potpunog rasterećenja betonskog dela preseka je jednaka ukupnoj aksijalnoj sili u armaturi u tom stanju:

$$N_d(t) = N_{c,d}(t) + N_{s,d}(t) = N_{s,d}(t) = N_s(t) + \Delta N_{s,d}(t) = E_s A_s \varepsilon_d(t) \tag{12}$$

Uticaj dilatacija tečenja i skupljanja betona na pojavu prsline, "tension stiffening" efekat i odgovor zategnutog armiranobetonskog elementa nakon pojave prsline je razmatran u radu [3]. Postupak određivanja svih veličina koje definišu granično stanje pojave prslina kod prstenaste temeljne grede je detaljno prikazan u radu [4]. U ovom radu prikazuje se samo konačni izraz za ukupnu aksijalnu silu koja u trenutku *t* deluje u preseku prstenaste grede, neposredno pred pojavu prsline:

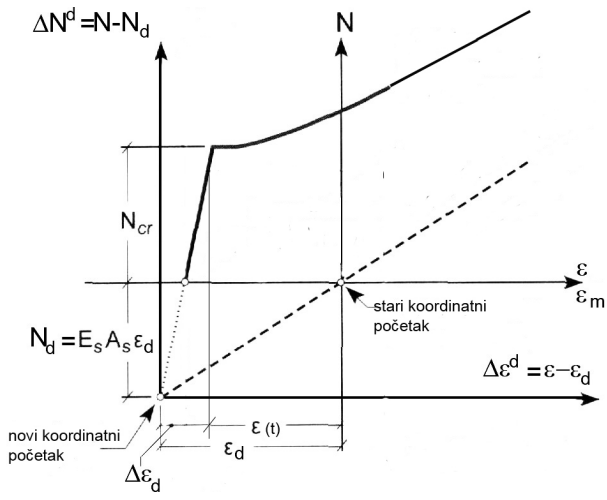
$$N_{cr}(t) = f_{ct}(t) A_c \left(1 + \frac{E_s A_s}{E_c(t) A_s}\right)\left[1 - \frac{N_c(t)}{f_{ct}(t) A_c}\right] + N(t) \tag{13}$$

3.2 Odgovor armiranobetonske prstenaste grede nakon pojave prsline

Tačka sa koordinatama $(\varepsilon_d(t), N_d(t))$ je koordinatni početak novog koordinatnog sistema, sa apscisom $\Delta\varepsilon^d(t)$ i ordinatom $\Delta N^d(t)$, u kome se odgovor elementa pri delovanju promene opterećenja može idealizovati kao trenutno elastični odgovor elementa u trenutku *t*.

$$\Delta\varepsilon^d(t) = \varepsilon(t) - \varepsilon_d(t) = \Delta\varepsilon(t) - \Delta\varepsilon_d(t) \tag{14}$$

$$\Delta N^d(t) = N(t) - N_d(t) = \Delta N(t) - \Delta N_d(t) \tag{15}$$



Slika 1: Uticaj tečenja i skupljanja betona na odgovor elementa pre i posle pojave prslina

Opisanom translacijom koordinatnog početka i promenom koordinatnih osa obuhvata se uticaj prethodne istorije opterećenja i efekata koji su izazvani dugotrajnim dilatacijama tečenja i skupljanja betona. Ponašanje elementa, odnosno njegov odgovor, pri nanošenju opterećenja u posmatranom trenutku vremena *t*, koje dovodi do pojave prslina treba pratiti u novom koordinatnom sistemu. Aktuelan koncept tretiranja "tension stiffening" efekta kod zategnutog armiranobetonskog elementa sa prslinama se zasniva na postupku sa srednjim dilatacijama elementa, kojim se obuhvata promena krutosti elementa i opisuje redukcija deformacije elementa usled efekta ojačanja izazvanog naponima zatezanja koje prihvata beton na delu elementa između prslina.

U novim izdanjima EVROKODA 2, počev od reference [5], predložen je za primenu izraz za direktan proračun karakteristične širine prslina u kome se pored maksimalnog rastojanja prslina pojavljuje i izraz za razliku srednjih dilatacija armature i betona isprskalog elementa. Ovaj izraz nakon neophodnih modifikacija ima sledeći oblik:

$$\Delta\varepsilon_{sm}^{d}(t)-\Delta\varepsilon_{cm}^{d}(t)=\frac{1}{E_s}\left[\Delta\sigma_s^{d}(t)-k_t\frac{f_{ct,eff}(t)}{\rho_{s,eff}}\left(1+\alpha_e(t)\rho_{s,eff}\right)\right]\geq 0.6\frac{\Delta\sigma_s^{d}(t)}{E_s} \qquad (16)$$

gde su: $f_{ct,eff}(t)$ srednja vrednost karakteristične čvrstoće betona na zatezanje u trenutku vremena *t*, $\rho_{s,eff}$ efektivni koeficijent armiranja preseka, $\alpha_e(t)$ odnos modula elastičnosti armature i betona u trenutku vremena *t* i k_t koeficijent koji opisuje dužinu trajanja opterećenja.

Prilikom primene ovog izraza, kao i pri primeni analognih izraza za karakterističnu širinu prsline, kod zategnutih elemenata prethodno izloženih dugotrajnom delovanju opterećenja, treba uzeti u obzir da u njima ulogu aksijalne sile, napona u armaturi i srednje dilatacije elementa preuzimaju promena aksijalne sile, promena napona u armaturi i promena srednje dilatacije, $\Delta N^{d}(t)$, $\Delta\sigma_s^{d}(t)$ i $\Delta\varepsilon_m^{d}(t)$, u odnosu na prethodno stanje potpunog rasterećenja betonskog dela preseka.

4. ZAVRŠNE NAPOMENE

U radu je prikazan postupak proračuna unutrašnje redistribucije aksijalnih sila u betonskom i čeličnom delu preseka prstenaste temeljne grede koja se realizuje tokom perioda eksploatacije usled tečenja i skupljanja betona. Postupak je zasnovan na primeni inkrementalnog oblika algebarskih konstitutivnih zavisnosti za beton. Primenom ovog postupka mogu se odrediti aksijalne sile u betonskom delu preseka i armaturi prstenaste grede u nizu diskretnih trenutaka vremena čiji izbor zavisi od razmatrane istorije opterećenja.

Neophodno je analizirati delovanje ekstremne spoljašnje aksijalne sile na prstenastu gredu, izazvane bočnim pritiskom ispune od zbijenog šljunka, tokom izvođenja hidrostatičkog ispitivanja čeličnog rezervoara za naftu. Za period eksploatacije, koji sledi nakon probnog ispitivanja, potrebno je odrediti kvazistalnu i frekventnu vrednost aksijalne sile prstenaste grede. Komparativne analize rezultata proračuna, za različite istorije opterećenja tokom faze eksploatacije, ukazuju da je najnepovoljniji slučaj kod koga se nakon dugotrajnog delovanja kvazistalne aksijalne sile, na kraju posmatranog perioda vremena realizuje diskontinualna promena aksijalne sile do njenog frekventnog nivoa.

Prikazan je postupak određivanja svih neophodnih veličina koje definišu stanje potpunog rasterećenja betonskog dela preseka u nekom trenutku vremena u kom se analizira mogućnost pojave prslina ili vrednost karakteristične širine prslina. Zahtevi koji se odnose na veličinu dopuštene širine prslina zavise od postavljenih zahteva u pogledu trajnosti, koji su direktno uslovljeni oblikom i stepenom agresivnosti okolne sredine.

U radu je predložen postupak prilagođavanja za primenu standardnih izraza za direktno određivanje širine prslina zategnutog elementa, kojim se obuhvata uticaj prethodne istorije opterećenja i efekata tečenja i skupljanja betona. To se postiže uvažavanjem novog početnog referentnog stanja prema kome promena aksijalne sile i promena srednje dilatacije u odnosu na prethodno stanje potpunog rasterećenja betonskog dela preseka preuzimaju ulogu aksijalne sile i srednje dilatacije elementa.

LITERATURA

[1] *Concrete Structures: Stresses and Deformations*/ Ghaly A., Favre, R.// Chapman and Hal, 1986., London and New York, pp.352.

[2] *The Contribution to Analysis of the Concrete Creep and Shrinkage Effects on Reinforced and Partially Prestressed Concrete Elements (in Serbian)* / Popović, B. // M.Sci Thesis, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, 1991., Novi Sad, pp. 419.

[3] *Effects of Concrete Shrinkage on Tension Stiffening in Cracked Reinforced Concrete Tensioned Members* / Popović, B. // First Serbian (26th YU) Congress on Theoretical and Applied Mechanics, 2007., Kopaonik, pp. 413-422.

[4] *The Limit State of Cracking of Reinforced Concrete Ring Foundation Beam* / Popović, B. // 12TH International Symposium of Macedonian Association of Structural Engineers, 2007., Struga, pp.6

[5] *EUROCODE 2: Design of Concrete Structures, Part 1: General Rules and Rules for Buildings*, Final draft, October 2001., pp. 230.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Anja Terzić[1], Ljubica Pavlović[2], Dragica Jevtić[3]

METODE ISPITIVANJA MIKROSTRUKTURE KONSTRUKCIONIH BETONA

Rezime:

U ovom radu je dat pregled metoda koje se najčešće koriste u ispitivanju mikrostrukture i intergranularnog prostora konstrukcionih betona. Mikrostrukturu betona, kao kompozitnog materijala, čine vezivo i zrna agregata definisanih veličina i za ispitivanja se mogu primeniti: mikroskopija (SEM i optički mikroskop) i metoda kompjuterske analize slike - Image Pro Plus. Fazni sastav betona može se odrediti pomoću X-ray difrakcije (rendgena) i DTA. Prikaz metoda izvršen je na uzorcima betona sa punilom na bazi recikliranih šamotnih opeka.

Ključne reči: beton, mikrostruktura, SEM, X-ray, Image Pro Plus, DTA

METHODS FOR INVESTIGATION OF MICROSTRUCTURE OF CONSTRUCTION CONCRETES

Summery:

Methods for the investigation of microstructure of construction concretes are presented in this paper. Concrete is a composite material, thus its microstructure consists of bonding agent (cement) and aggregate with predefined grain sizes. Microstructure can be investigated with methods such are: scanning electron microscopy (SEM) and Image Pro Plus – PC program for image analysis. Phase content can be investigated using X-ray diffraction and DTA. Metods are described using sample of concrete with recycled chamotte filler.

Key words: concrete,microstructure, SEM, X-ray, Image Pro Plus, DTA

[1]dipl. ing, istraživač saradnik, Institut za tehnologiju nuklearnih i drugih mineralnih sirovina, Beograd, Franše d'Eperea br. 86

[2] dr., naučni savetnik, Institut za tehnologiju nuklearnih i drugih mineralnih sirovina, Beograd, Beograd, Franše d'Eperea br. 86

[3] prof. dr., Građevinski fakultet, Beograd, Bulevar kralja Aleksandra 73

1. UVOD

Beton se smatra kompozitom dva ili više različitih polaznih materijala koji imaju međusobno različita svojstva i koji spajanjem daju sasvim nov proizvod sa drugačijim karakteristikama od polaznih. Smisao kompozitnih materijala je u dobijanju bolje strukture finalnog proizvoda i poboljšanih mehaničkih, hemijskih ili drugih svojstava. Treba napomenuti da se polazne komponente ne mešaju ni ne rastvaraju, pa se zato u kompozitnom materijalu jasno razlikuju dve ili više faza. Jedna od faza se uvek smatra „ojačivačem“ (punilo, agregat) – ona daje jačinu i tvrdoću, a druga je „matrica“ ili „vezivo“ i ona okružuje i drži zajedno grupe fragmenata ojačivača.

Agregat ili punilo je polazna sirovina koja proizvodu obezbeđuje čvrsoću. On treba da bude otporan u uslovima delovanja ekstremno visokih i niskih temperatura, kao i u agresivnim sredinama i da pri tome ne stvara sa vezivom nepoželjne faze koje bi štetile mehaničkim i drugim svojstvima kompozita. Granulometrijski sastav punila treba da bude takav da izgrađuje jak skelet sačinjen od zrna unutar strukture betona i da se obezbedi najbolje moguće pakovanje zrna betonske mešavine (maksimalna gustina i minimalna poroznost kompozita).

Vezivno sredstvo je disperzni sistem koji se sastoji iz disperzne faze – materijala krupnoće ~ 0,09 mm (najčešće cementa) i disperzne sredine – vode. Veziva mogu biti: hidraulična, polimerizaciona, koagulaciona, organske smole, dekstrin, itd. Izbor vrste veziva određuje se na osnovu: postojanosti zapremine neoblikovanog materijala (betona) i zahtevane čvrstoće.

Struktura građevinskih betona i njihov fazni sastav formiraju se neposredno nakon ugrađivanja i u toku 28-og dnevnog očvršćavanja. Nakon tog perioda oni se vrlo malo menjaju. Danas postoje savremene metode za ispitivanje i analizu faznog sastava i formirane mikrostrukture betona.

2. METODE ZA IDENTIFIKACIJU FAZNOG SASTAVA I MIKROSTRUKTURE

Metode za ispitivanje faznog sastava, strukture betona i veličine čestica su prikazane na primeru betona na bazi reciklirane šamotne opeke kao punila (agregata).

2.1. METODE ZA ISPITIVANJE FAZNOG SASTAVA BETONA

U ovu grupu metoda spadaju DTA i X-ray metoda.

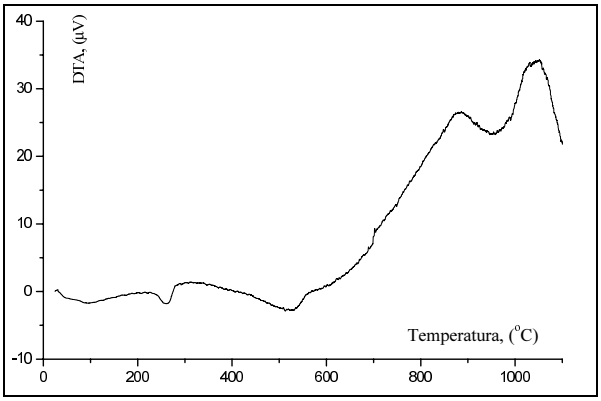
2.1.1 Diferencijalno termijska analiza - DTA

Metode termijske analize ispituju promenu nekog fizičkog parametara sistema u funkciji temperature. Postoji više metoda termijske analize koje se razlikuju u zavisnosti od fizičkog parametra koji se određuje, a u slučaju betona najzastupljenija je diferencijalno termijska analiza (DTA). Ova metoda obično služi za početnu karakterizaciju komponenata, ili karakterizaciju sprašenog kompozita, zatim za izučavanje kinetike procesa koji se dešavaju u toku vezivanja i očvršćavanja betona i za izučavanje mineraloškog sastava.

DTA se zasniva na upoređivanju termičkih svojstava ispitivanog uzorka i termički inerntnog materijala (etalona). Aparat registruje razliku temperature između ispitivanog uzorka i referentnog materijala u toku zagrevanja ili hlađenja konstantnom brzinom, pri istim ostalim uslovima. Pojava razlike temperature je posledica odvijanja nekog procesa u njemu (kristalizacije, isparavanja, adsorpcije, dehidratacije, razlaganja, itd.). Reakcije su praćene ili

oslobađanjem ili absorbovanjem toplote, a samim tim se na dijagramu prepoznaju egzotermni odnosno endotermni pikovi.

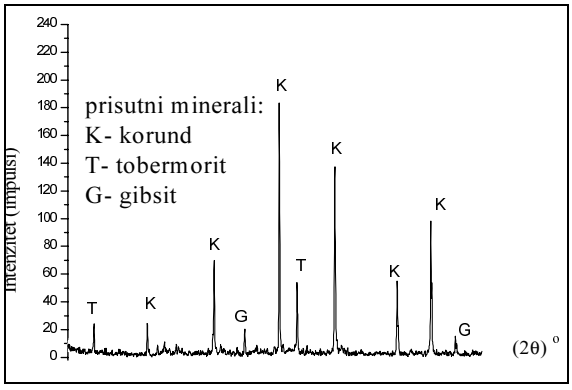
Mogućnost korišćenja DTA za identifikaciju i praćenje promena faznog sastava u toku zagrevanja se zasniva na činjenici da svakoj promeni u materijalu odgovara toplotni efekat koji se beleži na termogramu i da su svi toplotni efekti karakteristični za konkretni ispitivani materijal. Svaka ispitivana supstanca ima svoju diferencijalno termijsku krivu sa endotermnim i egzotermnim pikovima. Za njenu analizu koriste se metode upoređivanja sa odgovarajućim standardima koji se nalaze u katalozima DTA krivih. DTA se može koristiti i za kvantitativna ispitivanja, što zahteva precizno određivanje površine pikova.



Slika 1. DTA difraktogram betona na bazi reciklirane šamotne opeke

2.1.2 Rendgenska difrakciona analiza – X-ray

Rendgenska analiza je metoda za identifikaciju minerala i mineraloškog sastava materijala i ona može biti i kvalitativna i kvantitativna. Pored toga, može se odrediti vrste kristalne rešetke, prisustvo pojedinih faza u sistemu, deformacija kristalne rešetke, veličine kristala, itd. Rendgenska analiza se zasniva na dva svojstva rendgenskih zraka: moći prodiranja kroz kristalnu rešetku i sposobnosti difrakcije od strukturnih jedinica kristala (atomi, joni, molekuli).



Slika 2. X-ray betona na bazi reciklirane šamotne opeke

Poznavanje mineraloškog sastava materijala je značajno jer vrsta minerala direktno određuje osobine konačnog proizvoda i mogućnost njegove primene. Značaj rendgenske analize je i u njenoj brzini, tako da se u industrijskim uslovima može pravovremeno reagovati i izvršiti određena korekcija mase u cilju dobijanja definisanog mineraloškog sastava i osobina mase. To je posebno značajno u proizvodnji konstrukcionog i građevinskog materijala.

Za svaki ispitivani materijal (komponentu vatrostalnog betona) dobija se karakterističan difraktogram. Upoređivanjem difrakcione slike ispitivanog materijala sa katalogom snimljenih uzoraka (ASTM kartice) vrši se identifikacija nepoznatih materijala. Ne postoji mogućnost da više supstanci imaju u potpunosti isti difraktogram. Kod analize mešavina nekoliko kristalnih supstanci (betonska mešavina) dobija se složeni difraktogram i njegova analiza je kompleksnija, ali identifikacija se izvodi na isti, prethodno opisani, način.

3.1. METODE ZA ISPITIVANJE STRUKTURE BETONA

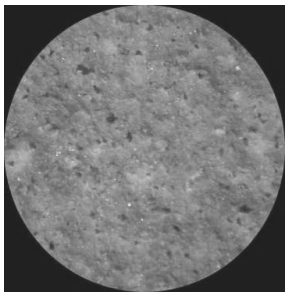
Mikroskopske metode ispitivanja materijala omogućavaju određivanje parametara vezanih za strukturu, teksturu, morfologiju, i sl. Ovi parametri omogućavaju procenu ponašanja materijala u uslovima primene. Mikroskopska ispitivanja mogu dati i kvantitativne odnose u mikrostrukturi materijala.

3.1.1 Mikroskopska analiza optičkim mikroskopom

Optički mikroskop svojom funkcionalnošću omogućava kvalitativnu identifikaciju minerala, određivanja oblika i veličine čestica čije su dimenzije oko 0,01 mm. Uvećanje koje se postiže optičkim mikroskopom je maksimalno 1000 puta.

Objektiv mikroskopa se direktno usmerava ka uzorku materijala i pri tome stvara realnu, uvećanu i okrenutu sliku. Obavezno mora biti naznačena veličina koja označava vrednost uvećanja. Za merenje dimenzije čestica koristi se končanica od dve ukrštene linije sa podeocima ili mrežica smeštena ispod okulara. Savremeni mikroskopi, kao sastavni deo poseduju integrator za određivanje dimenzija čestica i za kvantitativna izračunavanja.

U slučaju krupnozrnih materijala (betona) optički mikroskop predstavlja jednostavnu i efikasnu metodu za identifikaciju strukture (pore, zrna, uključci, itd.).



Slika 3. Snimak betona na bazi reciklirane šamotne opeke na optičkom mikroskopu

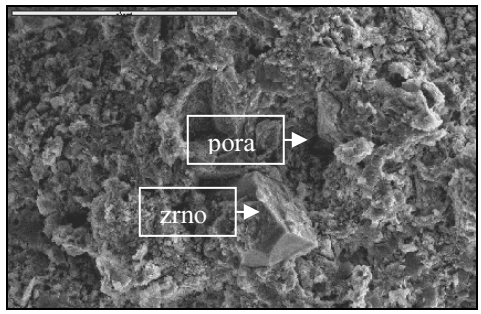
3.1.2 Mikroskopska analiza skening elektronskim mikroskopom

Skening elektronski mikroskop ima mogućnost analize vrlo sitnih i finih detalja u strukturi materijala. Na taj način se može ustanoviti identitet prisutnih faza, njihova orijentacija,

nehomogenost i defekti strukture materijala. Savremeni elektronski mikroskopi dostižu uvećanje od oko 300000 puta.

Kod skening elektronske mikroskopije (SEM) osnovne informacije su morfološke, a takođe se mogu dobiti informacije o elementarnom hemijskom sastavu (EDS analiza – zasniva se na karakterističnim eksitacijama talasnih dužina elemenata koji se nalaze unutar datog uzorka). SEM pruža značajne prednosti u odnosu na konvencionalne tehnike i karakteriše ga relativno laka priprema uzorka i mogućnost neposrednog posmatranja strukture uzorka u tri dimenzije.

SEM tehnika ne nameće restrikciju veličine uzorka, osim one koja je određena veličinom komore. Uzorci se naparavaju slojem različitog materijala: ugljenik, legura zlato-paladijum, volfram, bakar, aluminijum, itd, radi poboljšavanja kontrasta na samom uzorku. Elekronski top sa vrha kolone SEM-a fokusira se na uzorak i skenira na ramu iza uzorka. U uzorku nastaju „sekundarni elektroni“ (nastali izbacivanjem elektrona iz atoma snopom) koji se detektuju. Postoji zavisnost između osvetljenosti detalja na slici i broja sekundarnih elektrona u tačkama uzorka. Snimanje slike kod savremenih SEM-a vrši se u digitalnoj formi na PC računarima. Slike generalisane sekundarnim elektronima predstavljaju prikaz morfoloških karakteristika uzorka. Na slikama se može uočiti struktura sa porama i kanalićima različite veličine i oblika, veličine osnovnih čestica, načina njihovog međusobnog povezivanja, oblik, itd.

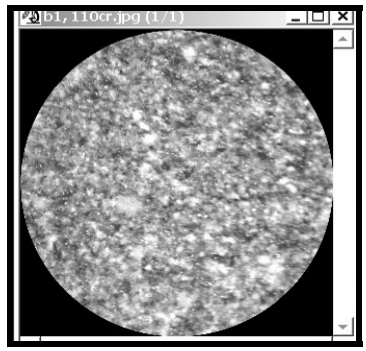


Slika 4. SEM betona na bazi reciklirane šamotne opeke

3.1.3 Metoda analize slike Image Pro Plus

Image-Pro Plus je specijalizovani program za analizu i obradu slike., koji prepoznaje i omogućava rad svim poznatim formatima slika. Uz pomoć kolor i kontrast filtera je moguće brojanje i praćenje uočenih objekata, ručno i automatski, merenje veličine posmatranih objekata, učestanosti njihovog pojavljivanja, itd. Program je direktno povezan sa Excelom, što omogućava statističku i kvantitativnu obradu i prikazivanje dobijenih podataka. Image Pro Plus može raditi sa snimcima dobijenim na optičkom i SEM mikroskopu.

Kod betona, Image-Pro Plus se može koristi za analizu sastava na osnovu faza i uključaka uočenih na površini uzoraka, praćenja promene poroznosti (promene količine i udela pora, površine pod porama, dijametra pora, itd.), zatim praćenja promene učešća pojedinih faza, i oštećenja, oblika i veličine zrna, njihove sferičnosti, itd. Dobijeni numerički podatci se mogu povezati sa mehaničkim karakteristikama ili se mogu uporediti sa rezultatima klasičnih metoda za ispitivaje svojstava materijala (npr. poroznost).



Slika 5. Izgled Image Pro Plus prozora pri određivanju poroznosti na uzorku betona

4. ZAKLJUČAK

U cilju dobijanja konstrukcionih betona visokih performansi koji se primenjuju u savremenom građevinarstvu neophodan je multidisciplinarni pristup u trijadi struktura-svojstvo-primena. To, naime, znači: pravilan izbor polaznih komponenata za pripremu betonske mešavine i karakterizacija dobijenih kompozita. Za izvršenje oba zahteva neophodno je poznavanje mikrostrukture betonskih kompozita. Danas, upravo savremene instrumentalne metode omogućuju ovakav pristup izučavanju i projektovanju konstrukcionih betona.

LITERATURA

[1] *Ispitivanje nemetalnih mineralnih komponenata za primenu u konstrukcionim materijalima,* A. Terzić, D. Izvonar, Lj.Pavlović, monografija, ITNMS, Beograd, 2007

[2] *Diversifying Two Stage Mixing Approach (TSMA) for Recycled Aggregate ConcreteTSMA$_s$ and TSMA$_{sc}$*, V.W.Y Tam, C.M.Tam, Concrete and Building Materials, article in press, 2007

[3] *Effect of Microstructure of ITZ on Compressive Strength of Concrete Prepared with Recycled Aggregate*, C.S. Poon, Z.H. Shui, L. Lam, Concrete and Building Materials, 18, 2004, p. 461 – 468

[4] *Influence of Recycled Aggregate on Interfacial Transition Zone, Strength, Chloride Penetration and Carbonation of Concrete,* N. Otsuki, S. Miyazato, W. Yodsudjai, Journal of Materials in Civil Engineering, september/october 2003, p. 443 – 451

[5] *Principi nauke o materijalima,* M.M. Ristić, SANU, Beograd, 1993

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Ivan Ignjatović[1], Snežana Marinković[2]

PONAŠANJE PRI SAVIJANJU GREDA OD BETONA NA BAZI RECIKLIRANOG AGREGATA

Rezime:

Jedno od održivih rešenja za probleme odlaganja građevinskog otpada i iscrpljivanje prirodnih nalazišta agregata predstavlja postupak reciklaže betona. Kao rezultat, dobija se reciklirani agregat (RC) koji se može koristiti kao zastor u putogradnji, ali i kao agregat za nove konstrukcione betone. U radu su predstavljena dosadašnja eksperimentalna istraživanja ponašanja greda od recikliranog betona pri savijanju. Izvršeno je poređenje deformacionih karakteristika (ugiba), stanja prslina (širina, razmak) i graničnih nosivosti kod greda od betona na bazi prirodnog agregata i greda od betona na bazi recikliranog agregata (RAC betoni).

Ključne reči: reciklaža, RC agregat, RAC beton, savijanje greda

FLEXURAL BEHAVIOUR OF REINFORCED RECYCLED AGGREGATE CONCRETE BEAMS

Summary:

Recycling of concrete is one of sustainable solutions for growing waste disposal crisis and depletion of natural sources of aggregate. As a result of that process, recycled aggregate is produced and it can be used for pavemant base, but it can be also used as an aggregate for new, structural concrete. Some studies concerning flexural behaviour of reinforced concrete beams made of recycled aggregate concrete (RAC) are presented in this paper. Comparison of deflection properties, spacing and crack width, and ultimate bending capacity of beams made of natural and recycled aggregate concrete is performed.

[1] *Asist.prip., Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd*

[2] *V.Prof.dr, Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd*

1. UVOD

Kao održivo rešenje za probleme odlaganja građevinskog otpada i iscpljivanje prirodnih nalazišta agregata, nametnuo se postupak reciklaže deponovanih građevinskih materijala, u prvom redu betona. I pored visokog stepena reciklaže betona u pojedinim zemljama (Japan 96% [4], Holandija 95%, Danska 90% [2]), agregat od recikliranog betona (engl. *recycled concrete aggregate*, skraćeno RCA) dominantno se koristi za izradu tampon slojeva i podloga kolovoznih konstrukcija ili ispunu iza potpornih zidova. Razlozi ograničene primene RC agregata za konstrukcijske betone leže u problemima proizvodnje kvalitetnog recikliranog agregata i nekim karakteristikama RC agregata koje negativno utiču na čitav niz fizičko-mehaničkih osobina betona na bazi RC agregata.

Tema reciklaže betona obrađuje se, u svetskim okvirima, u poslednje tri decenije. Veliki broj eksperimentalnih istraživanja bio je usmeren ka usavršavanju procesa proizvodnje RC agregata, projektovanju betonske mešavine sa RC agregatom, istraživanju fizičkih i mehaničkih karakteristika betona na bazi recikliranog agregata (engl. *recycled aggregate concrete*, skraćeno RAC), kao i analizi funkcije trajnosti ovih betona. Istraživanja su pokazala da RC agregat ima veće upijanje u odnosu na prirodni (oko 7% za krupnu i 11% za sitnu frakciju, [1]), kao i nešto nižu zapreminsku masu (za oko 5%, [3]), a sve kao posledicu postojanja cementne paste i maltera koji obavijaju zrna prirodnog agregata . Betoni na bazi ovog agregata (RAC betoni) imali su čvrstoće na pritisak koje su bile čak do 40% manje od čvrstoća klasičnih betona, za slučaj kada je u celosti primenjivan RC agregat, odnosno do 24% ukoliko je korišćena samo krupna frakcija RC agregata [1]. Sličan odnos dobijen je poređenjem modula elastičnosti. Najmanje razlike u mehaničkim karakteristikama dobijene su prilikom ispitivanja čvrstoće na zatezanje, koja je kod RAC betona sa krupnim RC agregatom bila ista ili do 10% manja u odnosu na betone sa prirodnim agregatom, tj. do 20% manja kod betona sa 100% RC agregatom [2]. Najveće razlike u ponašanju uočene su u eksperimentima vremenskih deformacija betona. Zabeležene su deformacije skupljanja nekoliko puta veće nego kod klasičnih betona [18] i tečenja koja su bila od 30% do 60% veća kod 100% RAC betona, što nije bilo iznenađenje imajući u vidu da je količina cementne paste kod RAC betona veća i do 50% u odnosu na konvencionalni beton.

Iako je zaključak većine analiza da mehaničke karakteristike RAC betona obično imaju niže vrednosti od betona sa prirodnim agregatom, niko ne dovodi u pitanje mogućnost primene ovih betona u novim betonskim konstrukcijama. Novija istraživanja idu u dva pravca: popravljanje fizičko-mehaničkih osobina RAC betona usavršavanjem recepture i nege betona i ispitivanje ponašanja elemenata konstrukcije- greda i stubova. Istraživanja ponašanja greda od RAC betona pri smicanju delo je japanskih [7] i španskih [8], [9] naučnika, a u ovom radu biće prikazi rezultati i zaključci proistekli iz eksperimentalnih ispitivanja greda od RAC betona pri savijanju izvršenih u Japanu [4] i Poljskoj [6].

2. OPIS EKSPERIMENATA

Obimno eksperimentalno ispitivanje greda napravljenih od RAC betona izloženih savijanju obavljeno je na Hirošima univerzitetu i objavljeno 2007. godine [4]. Reciklirani agregat upotrebljen

u eksperimentu dobijen je drobljenjem betonskih greda, ploča i stubova koji su poticali sa srušenih zgrada starih oko 40 godina, dok je deo RC agregata obezbeđen drobljenjem uzoraka od prethodno pripremljenog, klasičnog betona. Serije uzoraka razlikovale su se prema procentu armiranja greda- 0,59%, 1,06% i 1,65%, a parametar koji je variran u okviru jedne serije bio je vrsta betona, tj. količina zamenjenog agregata recikliranim- klasični beton, sa krupnim RCA, sa sitnim RCA i kompletni RCA. Svi betoni pravljeni su sa vodocementnim faktorom od 0,6, što je rezultiralo prosečnom čvrstoćom na pritisak uzoraka od oko 30 MPa. Eksperiment savijanja greda obavljen je na uzorcima dimenzija b/d=150/200 i dužine 2,8 m, koji su bili opterećeni simetrično, sa dve koncentrisane sile tako da je sredina greda u dužini od 80 cm bila izložena konstantnom momentu savijanja. Granica razvlačenja primenjene armature bila je 330 MPa.

Važan doprinos razumevanju ponašanja greda opterećenih poprečnim silama dao je rad poljskih istraživača [6] sa ciljem utvrđivanja razlika u ponašanju greda od klasičnog i RAC betona. Serije elemenata za ispitivanje napravljene su od tri vrste prirodnog agregata – rečnog , lomljenog granita i lomljenog bazalta, te šest vrsta recikliranog agregata koji potiče od betona različitih klasa – C20/25, C35/45 i C80/95, u nomenklaturi prema Evrokodu 2. Osim različitog nivoa kvaliteta recikliranog i prirodnog agregata, variran je i procentualni udeo RC agregata u betonu. Jednu seriju činile su grede od klasičnog betona, betona kod koga je prirodna krupna frakcija zamenjena recikliranom i betona sa potpuno recikliranim agregatom (100% RAC beton). Svaka greda iz serije armirana je sa 0,87% armature čija je granica razvlačenja 400 MPa. Reciklirani agregat dobijen je reciklažom prefabrikovanih elemenata starih oko 10 godina, od betona poznate recepture i karakteristika. U radu će biti komentarisani samo rezultati serija koje su imale slične čvrstoće na pritisak betona onim u radu japanskih naučnika [4], što je važno za poređenje rezultata. Dispozicija eksperimenta je bila ista kao u prethodno pomenutom eksperimentu, sa nešto drugačijim dimenzijama elementa- dužina 2,6m, poprečni presek b/d= 20/30 cm.

3. DEFORMACIJE GREDA OD KLASIČNOG I RAC BETONA

U japanskom ispitivanju [4], ugibi greda su mereni za tri nivoa opterećenja: pri eksploatacionom opterećenju koje rezultira naponom u armaturi od 200 MPa, pri dostizanju granice tečenja armature (330 MPa) i pri graničnom opterećenju, neposredno pre loma grede. Za eksploataciono opterećenje, najveći ugib izmeren je kod greda od betona sa potpuno recikliranim agregatom i bio je do 22% veći od ugiba greda od betona sa prirodnim agregatom. Nešto niže vrednosti ugiba izmerene su na gredama od betona sa recikliranom sitnom frakcijom i prirodnim krupnim agregatom (11% veći u poređenju sa gredom od običnog betona), dok su najbolju sliku ugiba dale grede od betona sa rečnim peskom i recikliranom krupnom frakcijom- do 7% veći ugib u odnosu na običan beton. Deformacije pri graničnom opterećenju manje su kod greda od RAC betona u odnosu na klasičan beton i to za 12% kada je sav prirodni agregat zamenjen recikliranim, 19% kada se koristi sitna frakcija RC agregata i 6,5% kada je upotrebljen krupan RC agregat. Dobra aproksimacija dobijenih rezultata, pri najnižem, eksploatacionom nivou opterećenja, nezavisno od tipa originalnog agregata i betona, dobija se primenom analitičkog izraza za ugib prema Bransonu. Značajno veće razlike u ugibima između greda od običnog i RAC betona izmerene su pri dugotrajnom opterećenju. Nakon godinu dana pod opterećenjem koje rezultuje

naponom u armaturi od 100 MPa, ugibi greda sa RAC betonom bili su čak dva puta veći od ugiba klasičnih greda, što je posledica razvoja većeg broja prslina usled skupljanja i većeg tečenja RAC betona.

U radu poljskih autora [6], ugibi su mereni pri eksploatacionom opterećenju. Dobijeni rezultati, prikazani u tabeli 1, pokazuju da je ugib greda od RAC betona veći, a razlike su: do 13% između greda od betona sa krupnom frakcijom RC agregata (RacK-1) i greda od običnog betona, tj. do 31% između greda od betona sa potpuno recikliranim agregatom (RacKS-1) i greda od običnog betona (broj- 1 u oznaci vrste betona odnosi se na beton sa rečnim prirodnim i recikliranim agregatom). Analizom podataka iz tabele 1 može se zaključiti da što je kvalitetniji originalni beton, manje su razlike u ugibima greda od RAC i greda od običnog betona. Grede od betona koji sadrži krupnu frakciju RC agregata, a koji potiče od betona sa granitom (RacK-2) ili bazaltom (RacK-3) kao agregatom, imaju praktično isti ugib kao i uporedne klasične grede. U ovom eksperimentu nisu merene deformacije pri tečenju armature i graničnom opterećenju, kao ni vremenske deformacije grednih elemenata.

Tabela 1 – Vrednosti izmerenih ugiba na gredama od RAC i običnog betona [6]

	OB[a]-1	RacK[b]-1	RacKS[c]-1	OB-2	RacK-2	RacKS-2	OB-3	RacK-3	RacKS-3
δ[mm]	3.2	3.6	4.2	3.6	3.6	3.7	3.8	3.9	4.6
Δδ[%]		13.1	30.8		-1.1	1.1		1.6	20.1

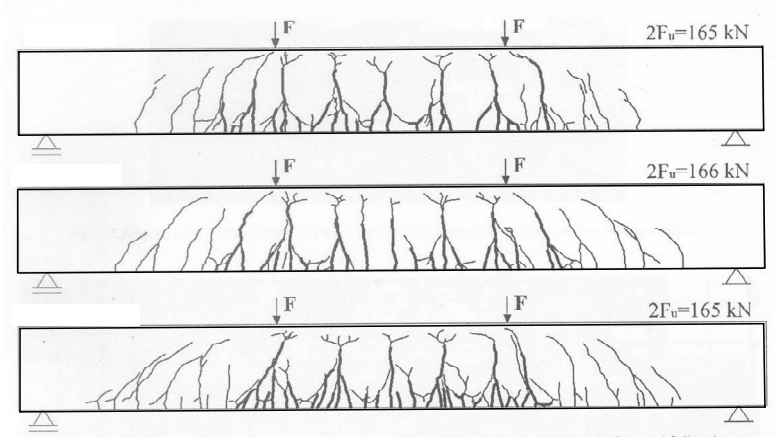
[a] OB- običan beton
[b] RacK- beton sa recikliranom krupnom frakcijom
[c] RacKS- beton sa recikliranom krupnom i sitnom frakcijom

4. UPOREDNA ANALIZA STANJA PRSLINA

Prema rezultatima eksperimenta iz Japana [4], razmak između prslina kod greda od RAC i klasičnog betona je veoma sličan, ali se odnos razmaka prslina razlikuje pri različitim procentima armiranja grede podužnom armaturom. Ukoliko se za referentnu vrednost razmaka prslina usvoji onaj kod klasičnih greda (l_o), rastojanje prslina kod greda od betona sa krupnim RC agregatom ima vrednost od $l_{CR}=(0,92\text{-}1,18)\cdot l_o$, za različite procente armiranja. Za najniži procenat armiranja od 0,59%, najveći razmak je kod betona koji sadrže sitnu frakciju RC agregata- 31% veći nego kod greda od klasičnog betona, grede sa krupnim RC agregatom imaju 18%, a grede sa kompletno recikliranim agregatom 10% veće rastojanje prslina u poređenju sa rastojanjem kod običnih greda. Širine prslina kod greda sa RAC agregatom, u poređenju sa klasičnim gredama, variraju zavisno od primenjenog tipa recikliranog agregata. Grede sa recikliranom i sitnom i krupnom frakcijom imaju najveće vrednosti širine prslina, za 20% veće nego kod greda sa klasičnim betonam. Grede sa recikliranom krupnom frakcijom imaju prsline manjih širina u poređenju sa širinama prslina kod običnih greda i to za 43%, 8% i 34%, za procente armiranja od 0,59%, 1,06% i 1,66%, respektivno. Eksperimentalni rezultati rastojanja i širina prslina ukazuju da na ove veličine više utiče čvrstoća na zatezanje nego jačina veze beton-čelik. Veličina čvrstoće betona na zatezanje takođe presudno utiče na moment savijanja pri pojavi prsline. S obzirom na rečeno u uvodu o odnosima ove

mehaničke karakteristike kod običnih i RAC betona, logično deluju dobijeni eksperimentalni rezultati koji govore da razlike u momentima savijanja pri otvaranju prsline kod ove dve vrste betona ne postoji ili je u granicama od ±10%. Slika prslina pri lomu se ne razlikuje bitno kod greda sa RAC betonom u odnosu na klasične grede, mada je primetan nešto veći broj prslina kao posledicu većeg skupljanja RAC betona.

Ajdukiewicz i Kliszczewicz [6] su takođe zaključili da se slika prslina pri lomu ne razlikuje značajno kod greda sa RCA i običnim agregatom (slika 1). U njihovom radu merena je širina prslina pri eksploatacionom opterećenju. Odnos širina prslina kod greda od klasičnog betona (w_o) i RAC betona sa recikliranom krupnom frakcijom (w_{RC}) iznosi w_{RC}/ w_o=1,13-1,35, dok je kod greda sa 100% RC agregata (w_{RCF}) taj odnos w_{RCF}/ w_o=0,97-1,65. Odnosi između momenata formiranja prslina kod greda od klasičnog i RAC betona dobro se slažu sa rezultatima dobijenim u japanskom istraživanju [4]. Kod greda od betona sa krupnom RC frakcijom, do formiranja prve prsline došlo je pri istom nivou opterećenja kao i kod običnih greda. Kod greda sa 100% RC agregatom otvaranje prve prsline se desilo pri 25% manjem opterećenju nego kod greda od klasičnog betona, mada je moguće da bi se utvrdile i manje razlike kada bi inkrement nanošenja opterećenja bio manji.



Slika 1 – Slika prslina pri lomu greda od običnog i RAC betona [6]

5. GRANIČNA NOSIVOST GREDA OD RAC BETONA

Prema rezultatima eksperimenta iz Japana [4], najveća sličnost u ponašanju greda od RAC i običnog betona, ispoljila se pri merenju graničnog momenta savijanja (M_u)- razlike praktično nije bilo, nezavisno od procenta armiranja greda, čak je na nekoliko uzoraka greda od RAC betona izmerena nešto viša vrednost graničnog momenta savijanja, tabela 2. Za momente savijanja pri dostizanju granice tečenja u armaturi (M_y) može se izvući sličan zaključak- vrednost momenta je približno ista, osim za betone koji sadrže sitnu frakciju RC agregata kod kojih je dobijena do 10%

niža vrednost posmatranog momenta savijanja. Brojevi -1,2 i 3 u oznaci vrste betona, u tabeli 2, odnose se na različite procente armiranja greda- 0,59%, 1,06% i 1,66%.

Tabela 2 – Izmerene vrednosti momenata savijanja pri tečenju armature i pri lomu, za različite vrste betona i različite procente armiranja greda [4]

	OB[a]-1	RacK[b]-1	OB-2	RacK-2	RacS[d]-3	RacKS[c]-2	OB-3	RacK-3
M_y[kNm]	7.7	7.8	9.3	13.4	11.9	12.1	19.3	19.7
M_u[kNm]	9.1	9.5	14	15.1	13.7	13.9	19.5	21.9

[a] OB- običan beton
[b] RacK- beton sa recikliranom krupnom frakcijom
[c] RacKS- beton sa recikliranom krupnom i sitnom frakcijom
[d] RacS- beton sa recikliranom sitnom frakcijom

U uporednom analiziranom istraživanju [6], merene su vrednosti opterećenja (poprečnih sila) pri tečenju armature (F_y) i pri dostizanju granice loma (F_u), za različito armirane grede od RAC i klasičnog betona. Vrednosti iz tabele 3 ukazuju na podudarnost zaključaka sa prethodnim ispitivanjem [4].

Tabela 3 – Izmerene vrednosti opterećenja grede pri tečenju armature i pri lomu grede, za različite vrste betona [6]

	OB[a]-1	RacK[b]-1	RacKS[c]-1	OB-2	RacK-2	RacKS-2	OB-3	RacK-3	RacKS-3
F_y[kN]	126	117	128	135	135	131	134	132	129
F_u[kN]	129	115	121	156	163	162	151	150	157

[a] OB- običan beton
[b] RacK- beton sa recikliranom krupnom frakcijom
[c] RacKS- beton sa recikliranom krupnom i sitnom frakcijom
[d] RacS- beton sa recikliranom sitnom frakcijom

6. ZAKLJUČAK

Na osnovu predstavljenih eksperimentalnih istraživanja, mogu se izvući sledeći zaključci:

- pri eksploatacionom opterećenju, ugibi greda od betona sa krupnim RC agregatom do 13% su veći od ugiba greda od običnog betona, dok su ugibi greda od kompletnog RAC betona do 31% veći od ugiba klasičnih greda, što se praktično podudara sa odnosom modula elestičnosti recikliranih i konvencionalnih betona,
- kvalitet originalnog betona od koga se dobija RC agregat značajno utiče na razvoj ugiba- ukoliko je beton koji se reciklira veće čvrstoće na pritisak od čvrstoće na koju se projektuje novi, RAC beton, razlike u ugibima klasičnog i RAC betona praktično nema,

- pri dugotrajnom opterećenju, ugibi greda sa kompletno RAC betonom dva puta su veći od ugiba klasičnih greda, što je posledica razvoja većeg broja prslina usled skupljanja i većeg tečenja RAC betona,

- rastojanje između prslina kod greda od RAC betona sa krupnom frakcijom RC agregata razlikuje se do ±20% u odnosu na običan beton, dok se primenom kompletnog RAC betona razlike u razmacima smanjuju na ±10%; razmak prslina kod greda od klasičnog i RAC betona varira pri različitim procentima armiranja greda, ali bez utvrđene zakonitosti,

- širina prslina dominantno zavisi od čvrstoće betona na zatezanje; širina prslina zavisi od procentualnog učešća i kvaliteta RC agregata, kao i od procenta armiranja grede,

- slika prslina pri graničnom opterećenju nije naročito osetljiva na primenu recikliranog agregata u betonu, iako je uočeno formiranje većeg broja prslina kod greda od recikliranog betona, što je takođe posledica većeg skupljanja RAC betona,

- momenat savijanja pri otvaranju prsline dominantno zavisi od čvrstoće betona na zatezanje; kod greda od betona sa krupnim RC agregatom formiranje prsline se dešava pri istom nivou opterećenja kao kod greda od klasičnog betona; ukoliko se primeni i sitan RC agregat vrednost momenta savijanja je do 25% manja u odnosu na obične grede,

- vrednosti graničnih nosivosti greda od običnog i RAC betona su vrlo slične, nezavisno od procenta armiranja greda; u slučajevima kada je primenjivan RC agregat koji potiče od betona visokih čvrstoća, grede od takvog RAC betona imale su i više vrednosti opterećenja pri lomu u odnosu na obične grede.

Prikazana ispitivanja, iako malobrojna, potvrdila su da sa aspekta ponašanja grednih konstrukcijskih elemenata pri savijanju postoje realne mogućnosti za primenu betona na bazi recikliranog agregata. Prema sadašnjem stanju istraživanja, ograničavajući faktor u primeni agregata dobijenih recikliranjem starog betona, kao agregata za konstrukcijske betone, mogu da budu značajno veće vremenske deformacije ovih betona. One su posledica i povećanog skupljanja i povećanog tečenja betona na bazi recikliranih agregata u odnosu na beton napravljen od prirodnog agregata. Buduća istraživanja treba usmeriti u pravcu rešavanja ovog problema.

ZAHVALNOST

U radu je prikazan deo istraživanja koje je pomoglo Ministarstvo za nauku Republike Srbije u okviru tehnološkog projekta TR-16004 pod nazivom: "Istraživanje savremenih betonskih kompozita na bazi domaćih sirovina, sa posebnim osvrtom na mogućnosti primene betona sa recikliranim agregatom u betonskim konstrukcijama".

LITERATURA

[1] Recycled aggregates and recycled aggregate concrete / Hansen T. C. // Third State-of-the-art Report 1945-1989 of RILEM Technical Committee 37-DRC, 1992, str. 316

[2] Removal and Reuse of Hardened Concrete /ACI Committee 555, 2001, str. 26

[3] Strenght of Recycled Concrete Made from Crushed Concrete Coarse Aggregate / Hansen T. C., Narud H.// Concrete International – Design and Construction, 5, No. 1, 1983, pp. 79-83

[4] Flexural Bahaviour of Reinforced Recycled Concrete Beams / Sato R., Maruyama I., Sogabe T., Sogo M. // Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 5, No. 1, Japan Concrete Insitute, 2007, str. 43-61,
[5] Flexural Properties of Reinforced Recycled Concrete Beams / Maruyama I., Sogo M., Sogabe T., Sato R., Kawai K.// International RILEM Conference on Use of Recycled Materials in Buildings and Structures, Barcelona, 2004, str. 526-535
[6] Comparative Tests of Beams and Columns Made of Recycled Aggregate Concrete and Natural Aggregate Concrete / Ajdukiewicz A., Kliszczewicz A.// Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 5, No. 2, Japan Concrete Insitute, 2007, str. 259-273
[7] Shear Behaviour of Reinforced Recycled Concrete Beams / Sogo M., Sogabe T., Maruyama I., Sato R., Kawai K.// International RILEM Conference on Use of Recycled Materials in Buildings and Structures, Barcelona, 2004, str. 610-618
[8] Shear strenght of recycled concrete beams / Gonzalez-Fonteboa B., Martinez-Abella F.// Construction and Building Materials 21, 2007, str. 887-893
[9] Experimantal Study on Microstructure and Structural Behaviour of Recycled Aggregate Concrete / Etxeberria Larranaga M.// Doctoral Thesis, Barcelona, 2004, str. 230

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Svetlana Rakić-Mihailović[1], Mihailo Jokanović[2] , Branko Mitrović[3]

ISTRAŽNI RADOVI NA OŠTEĆENIM ARMIRANO-BETONSKIM KROVNIM KORUBAMA

Rezime:

U radu su opisani istražni radovi izvedeni na krovnoj konstrukciji objekta Eelektrodistribucije Beograd, u Beogradu, u ulici Vojvode Stepe br.422. Radovi su izvedeni 2007.god. Cilj izvršenih radova bio je iznalaženje uzroka postojećih oštećenja na konstukciji i predlog potrebnih mera.

Ključne reči: istražni radovi, betonske korube, krovne korube

INVESTIGATION WORK AT CRACKED REINFORCED CONCRETE TT PLATES

Summary:

Investigation work described considers the problem of cracked reinforced concrete TT plates in a building in Belgrade. Building has been built 15 years ago and is not in function yet. The aim of the investigation was to discover reasons cracks occurred and to assess the volume of future activities.

Key words: investigation work, reinforced concrete TT plates, roof TT plates

[1] dipl.inž.građ, stručni saradnik, Institut IMS, Beograd
[2] dipl.inž.građ, glavni inženjer, Institut IMS, Beograd
[3] dipl.inž.građ, glavni inženjer, Institut IMS, Beograd

1 UVOD

Objekat poslovno-magacinskog prostora PD „Elektrodistribucije Beograd“ nalazi se u ulici Vojvode Stepe 422 u Beogradu. Izgrađen je pre petnaestak godina, ali nikad nije u potpunosti završen. Konstrukcija je izvedena u celini, kao i spoljašnji radovi. Unutrašnji radovi izvedeni su samo u podrumskim prostorijama, i to je jedini deo objekta koji je u funkciji. Na ostala dva nivoa unutrašnji radovi nisu završeni. Razlozi su najverovatnije bili višestruki: objekat je izveden u vreme privrednog zastoja a oštećenja konstrukcije zahtevala su dodatna ulaganja. Kada se, najzad krenulo u završetak objekta 2005.god., trebalo je prvo rešiti postojeće probleme noseće betonske konstukcije, od kojih je najozbiljniji bio problem popucalih krovnih koruba.

2 OPIS OBJEKTA I KONSTRUKCIJE KORUBA

Objekat je dimenzija 12m x 30.7m u osnovi, na tri etaže. Izgrađen je od prefabrikovanih armirano-betonskih elemenata. Glavni nosači krovne konstrukcije su raspona 1.2m +12m+1.2m.

Raspon između glavnih nosača premošćen je armirano-betonskim krovnim korubama TT i T preseka. U tri polja raspon koruba je 8.40m, dok je u četvrtom raspon 5.50m. Oslanjanje koruba na glavne nosače izvedeno je preko ploča koruba. Monolitizacija je izvršeno preklapanjem armature iz koruba i glavnog nosača i popunjavanjem prostora sitnozrnim betonom. Debljina ploče je 5cm a nad osloncima 10cm.

Slika 1 – Izgled krovne konstrukcije

3 OPIS ISTRAŽNIH RADOVA

Obavljeni su sledeći istražni radovi:

- izvršen je pregled postojeće projektne dokumentacije,

- snimljena je geometrija koruba merenjem dimenzija betonskog preseka, a na pojedinim mestima izvršeno je merenje dimenzija i položaja prisutne armature,
- izvršeno je isecanje 6 (šest) kernova iz betonskih rebara korube i na njima je određena pritisne čvrstoće,
- izvršeno je snimanje prisutnih oštećenja,
- obavljeno je merenje ugiba pojedinih koruba geodetski i
- sprovedena je statička analiza oštećenih koruba.

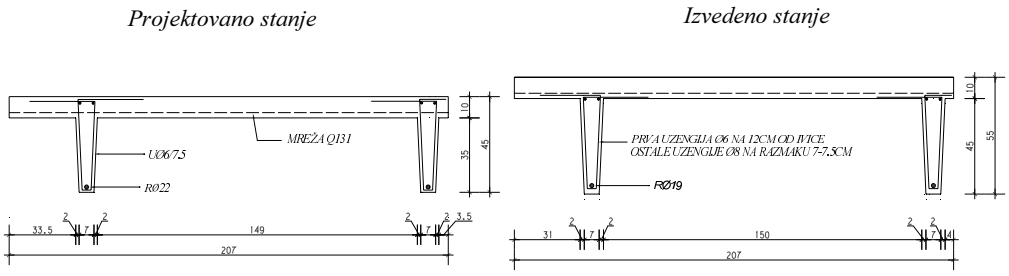
Deo istražnih radova koji je podrazumevao destrukciju koruba, a ovde se misli na isecanje kernova i određivanje položaja armature obijanjem betona, sveden je na minimum, kako zbog ugrožene bezbednosti izvođača istražnih radova, tako i iz razloga izbegavanja oštećenja već oštećenih koruba.

4 REZULTATI ISTRAŽNIH RADOVA

Istražni radovi pokazali su sledeće:

- projektom nije predviđeno sidrenje u ploču glavne armature rebra,
- projektovana visina rebra iznosila je 35cm, a rebra izvedenih koruba bila su visine 45cm;
- uzengije rebara završavale su se u donjoj zoni ploče, što je najverovatnije posledica toga što izmenu visine betonskog preseka rebara nije pratila izmena geometrije uzengija.

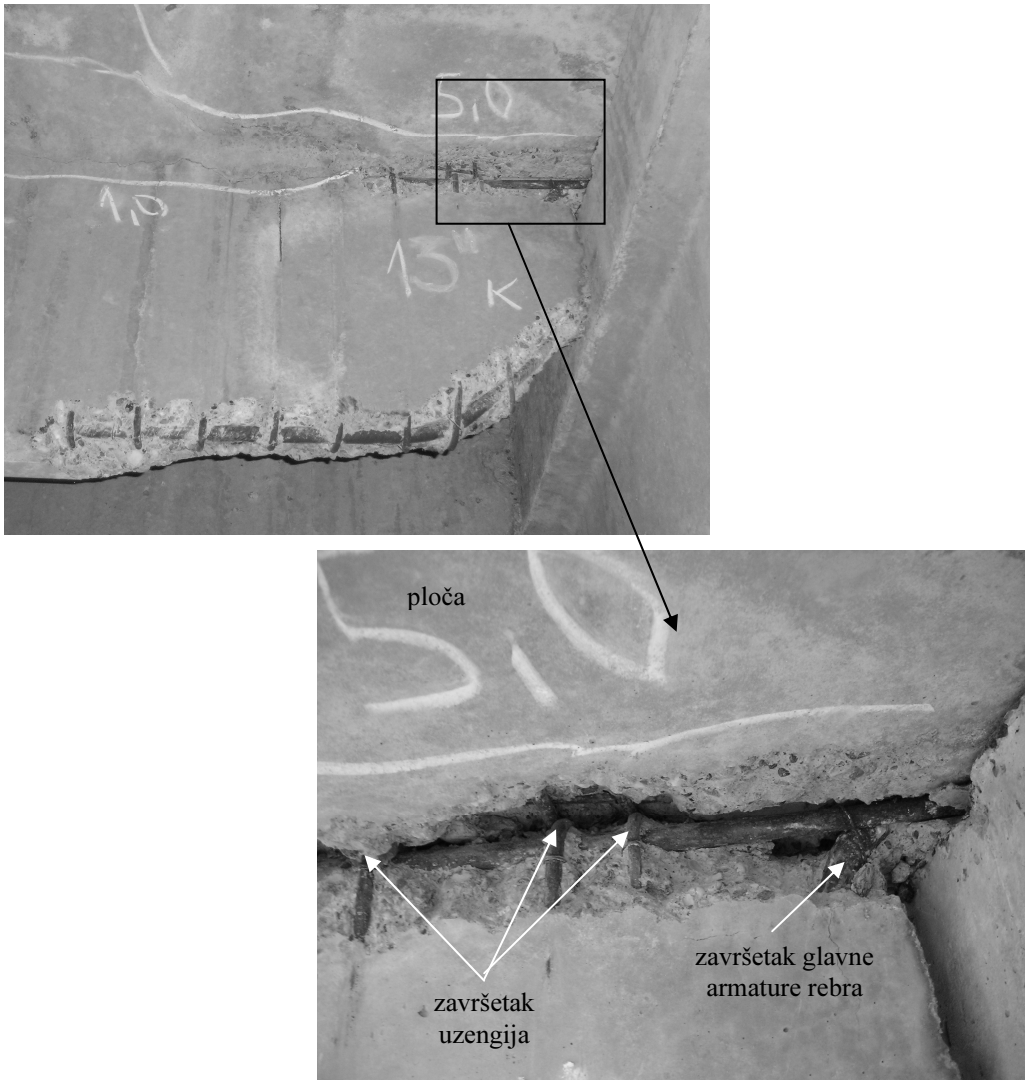
Smatramo da je kombinacija ovih faktora dovela do pojave pukotina na spoju rebra i ploče.



Slika 2 – Prikaz projektovanog i izvedenog stanja u preseku uz oslonac

Ostali istražni radovi upotunili su dobijene podatke:

- skup vrednosti pritisnih čvrstoća ispitanih kernova pokazao je veliko rasipanje,
- geodetsko merenje ugiba rebara pokazalo je da su mereni ugibi oko 40% veći od računskih, što je posledica deformacija usled nastalih pukotina na spoju rebra i ploče
- statički proračun pokazao je da se vertikalni noponi zatezanja na spoju između rebra i ploče koncentrišu uz sami kraj rebra.



Slika 3 – Karakteristična pukotina na spoju ploče i rebra

Slika 4 – Karakteristično oštećenje korube

5 ZAKLJUČAK

Na osnovu izvedenih istražnih radova zaključeno je da je neophodna izvršiti sanaciju postojećih koruba. Imajući u vidu znatna oštećenja koruba u zoni oslonaca, kao alternativno rešenje predložena je zamena postojećih koruba novim krovnim elementima, koji bi imali potrebnu nosivost, a ujedno bili dovoljno kruti da obezbede bočnu stabilnost glavnih nosača.

LITERATURA

(1) *Konačni izveštaj o istražnim radovima na pogonsko-poslovnom objektu PD EDB-a u Beogradu, u ulici Vojvode Stepe br.422.*

(2) *Projekat sanacije magacinsko-poslovnog objekta PD EDB-a u Beogradu, u ulici Vojvode Stepe br.422. .*

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Vladislav Skoko[1], Ljiljana Jezdić-Filipović[2]

PRIKAZ PRORAČUNA SLAPIŠTA NA BRANI BASARA

Rezime:

U severoistočnom delu Iraka na reci Tawooq Chai planirana je izgradnja brane Basara. Brana je kombinovanog tipa: na desnoj obali predviđa se izgradnja betonske brane dok je na levoj obali planirano izvođenje nasute brane sa dijafragmom. Ovakav tip brane se pokazao najpogodnijim s obzirom na uslove fundiranja na samom pregradnom mestu. U betonskom delu brane smešten je preliv sa tri prelivna polja širine po 11.50 m. Na kraju preliva nalazi se slapište širine 42.50 m i dužine 74.0 m.

Ključne reči: brana, nasuta brana, slapište

OVERVIEW OF DESIGN CALCULATIONS OF BASSARA DAM STILLING BASIN

Summary:

In the north-east part of Iraq on Tawooq Chai river construction of Bassara Dam is planned. Type of dam is composite: concrete part of dam is planned on the right bank while fill dam with concrete diaphragm wall is planned on the left bank. For the foundation conditions on the dam profile this type of dam is the most suitable. Spillway is situated in concrete part of dam (3x11.5 m wide). Stilling basin is located at the end of spillway dam part and its dimensions are 74.0 m in length and 42.5m in width.

Key words: dam, fill dam, stilling basin

[1] dipl.građ.inž., Šef projekta, „IK Konsalting i projektovanje d.o.o“, Beograd

[2] dipl.građ.inž., „IK Konsalting i projektovanje d.o.o.“, Beograd

1. UVOD

Osnovna namena brane Basara je navodnjavanje poljoprivrednih površina koje se nalaze na oko 12 km nizvodno od mesta brane. Pored ovoga planirana je i izgradnja hidroelektrane.

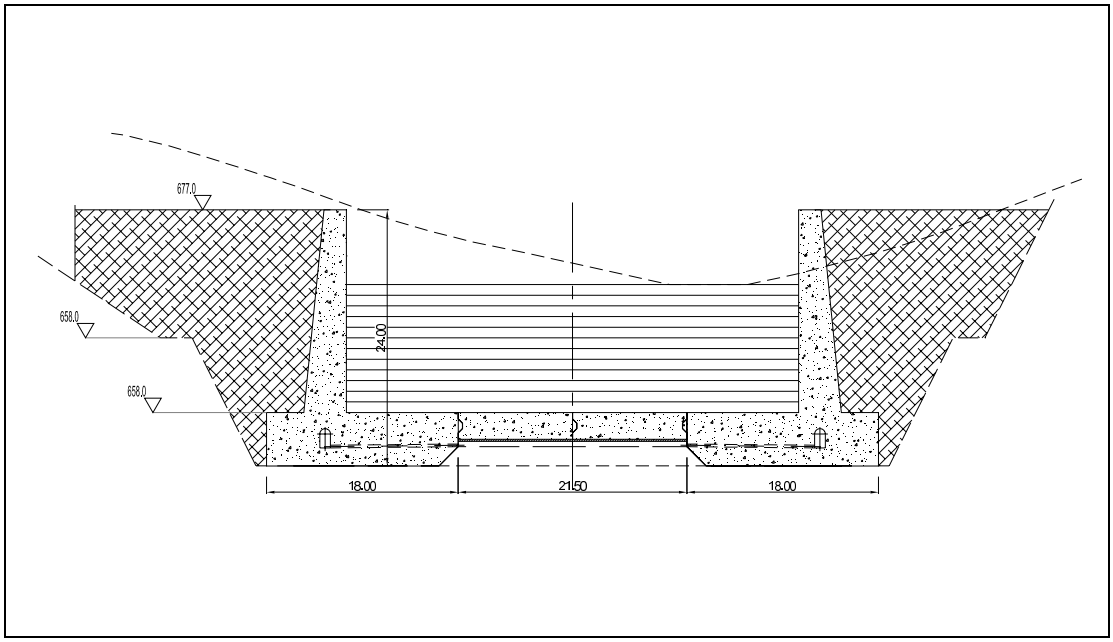
Slapište brane Basara je predviđeno za disipaciju energije prilikom prelivanja vode preko preliva brane. U hidrauličkom smislu slapište je dimenzionisano za prelivanje poplavnog talasa za povratni period od 1000 godina sa odgovarajućim protokom od 1500 m^3/sec.

2. OSNOVNI PODACI O SLAPIŠTU

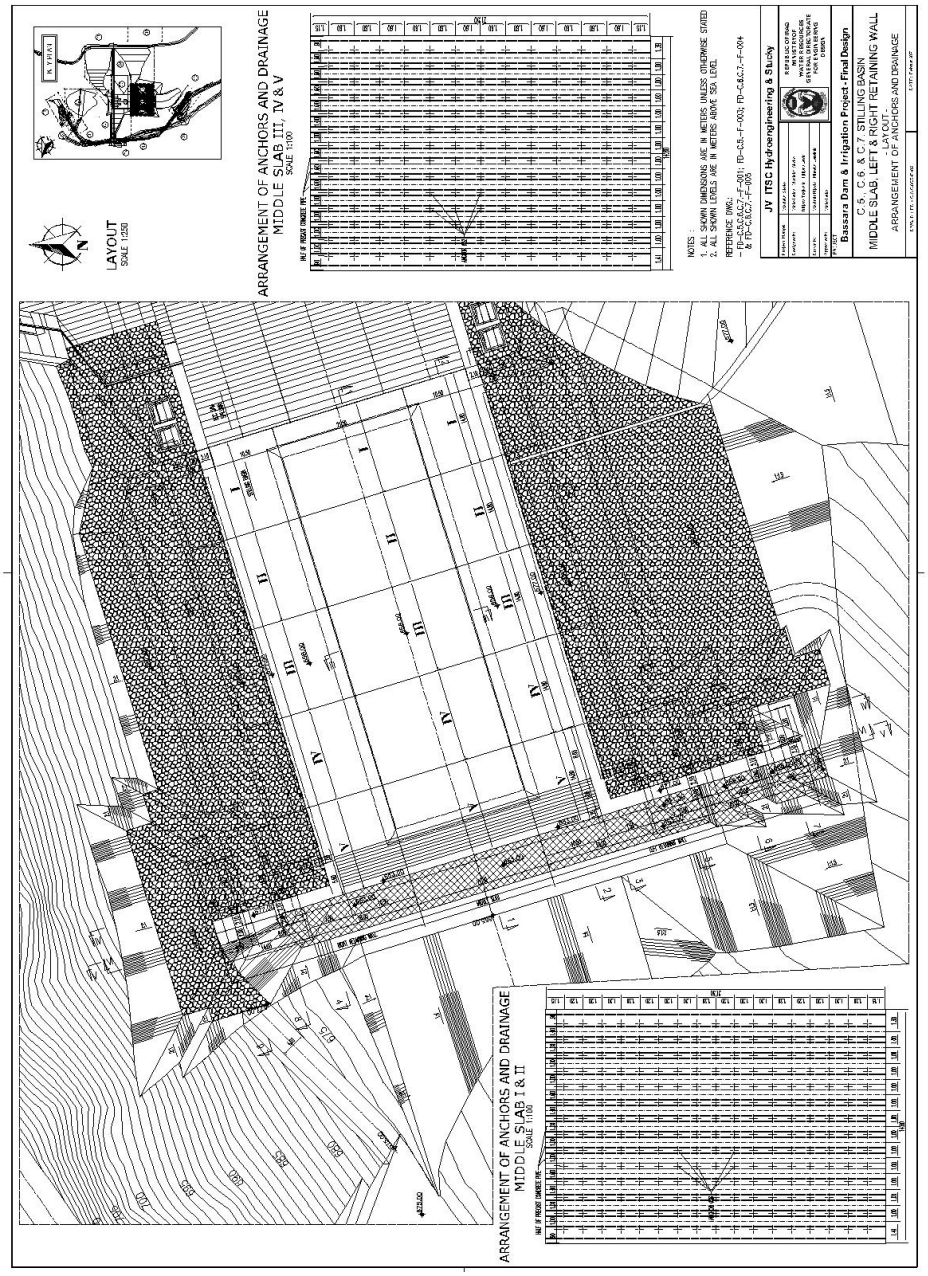
Slapište se sastoji iz pet kampada, dužine po 14.8 m svaka, koje su razdvojene dilatacijama. Svaka kampada se sastoji iz srednje ploče slapišta dimenzija 14.8x21.5 m i potpornih zidova (levi i desni) koji su visine 24.0 m i širine u temeljnoj spojnici 18.0 m.

Slapište je fundirano na stenovitom tlu koje ima φ=47º (ugao unutrašnjeg trenja tla) i E=1200 MPa (modul elastičnosti). Nasipanje će se izvršiti materijalom koji poseduje φ=30º, γ=20 KN/m^3.

Konstrukcija slapišta se izvodi od armiranog betona MB30 i rebraste armature RA425/460.



Slika 1 – Karakterističan poprečni presek



Slika 2 – Osnova slapišta sa prikazom rasporeda ankera

3. PRORAČUN SREDNJE PLOČE SLAPIŠTA

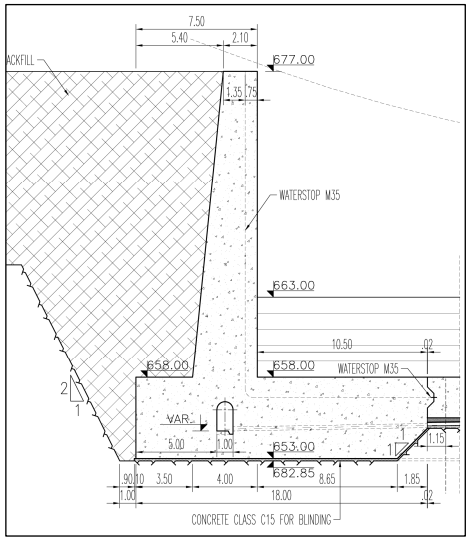
U proračunu stabilnosti srednjih ploča slapišta, pored sopstvene težine i uzgona, uzet je merodavni hidraulički slučaj prelivanja poplavnog talasa za povratni period od 1000 godina, usled koga se u slapištu javljaju pulzacije hidrodinamičkih pritisaka usled pojave tzv. hidrauličkog skoka. Određivanje amplituda pomenutih pulzacija je odredjeno na osnovu literaturnih empirijskih podataka, odnosno, studije izdate od strane Ruskog Hidruličkog Instituta pod vodjstvom G. A. Juditzkog, jer će se tek naknadno raditi ispitivanja istog na odgovarajućem hidruličkom modelu.

Rezultati tako sprovedenih analiza pokazali su da je za postizanje potrebnih koeficijenata stabilnosti protiv odizanja srednjih ploča slapišta, potrebno ugraditi vertikalne pasivne ankere u fundament slapišta (Ø36 & Ø32 dužine 15.0 m).

Dimenzionisanje i utvrđivanje rasporeda pomenutih ankera bilo je bazirano na sledećim kriterijumima: potrebnoj nosivosti samog ankera, potrebnoj dužini ankera kao funkciji kohezije izmedju cementne obloge i ankera, potrebnoj dužini ankera kao funkciji kohezije izmedju cementne obloge i okolne stene i potrebnoj dužini ankera kao funkciji otpora celokupnog ankerovanog stenskog poluprostora protiv čupanja.

4. PRORAČUN ZIDOVA SLAPIŠTA

Zidovi slapišta predstavljaju masivne potporne konstrukcije. Visina zidova je 24.0 m, a širina u temeljnoj spojnici 18.0 m dok je debljina temeljne ploče 5.0 m. Ovakve dimenzije proizilaze iz uslova stabilnosti tj. iz uslova zadovoljenja koeficijenata sigurnosti na prevrtanje, klizanje i isplivavanje. Visok nivo podzemnih voda kao i seizmička aktivnost ovog dela Iraka takođe predstavljaju nepovoljne uticaje po pitanju stabilnosti ovog objekta.



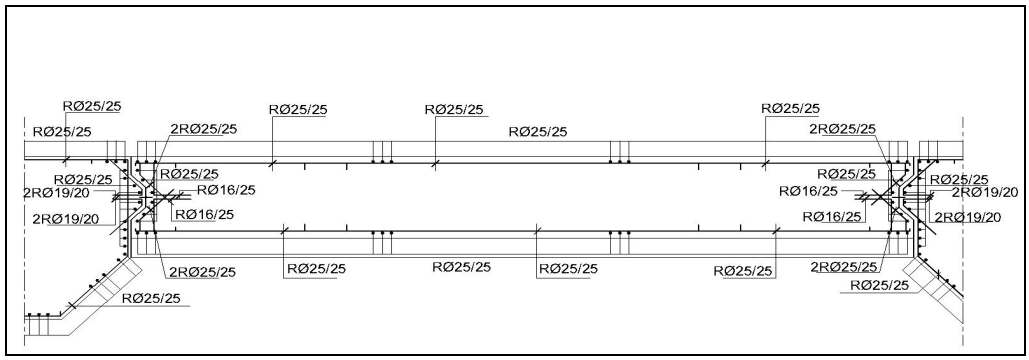
Slika 3 – Karakterističan presek zida

Analiza stabilnosti je obuhvatila sledeće kombinacije opterećenja:

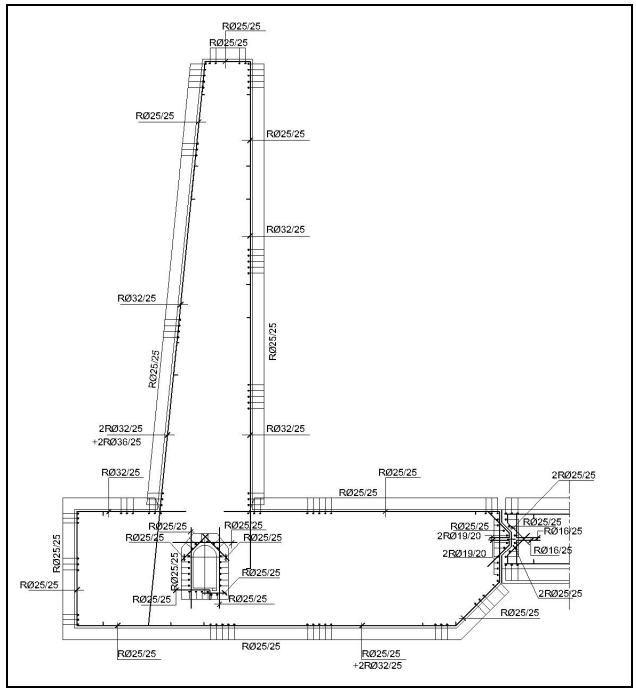
1. Faza ekploatacije
2. Dejstvo zemljotresa tip Z1 (Ks=0.12)
3. Dejstvo zemljotresa tip Z2 (Ks=0.18)
4. Faza remonta
5. Naglo spuštanje nivoa vode

5. ARMATURA SLAPIŠTA

Na slikama 4 i 5 prikazane su šeme armiranja karakterističnih preseka ploče slapišta i potpornog zida. Na slici 5 prikazana je šema armiranja potpornog zida gde se vidi da je presek sa najvećom količinom armature armiran sa (2RØ32+2RØ36)/25.



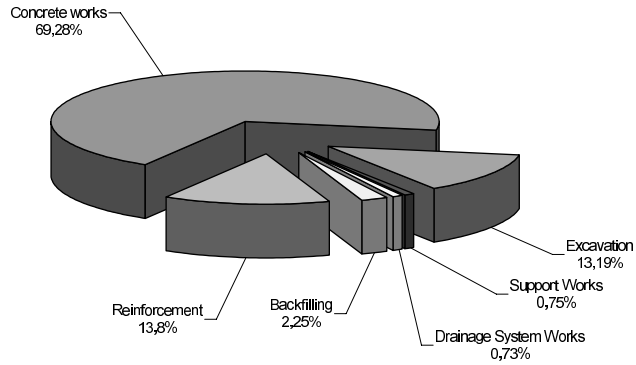
Slika 4 – Amatura ploče slapišta (poprečni presek)



Slika 5 – Armatura zida slapišta

. ZAVRŠNE NAPOMENE

Ukupna cena radova na izvođenju slapišta je 8.5×10^6 US$, dok je cena radova za celu anu 74.03×10^6 US$. Za betonske radove (bez armiračkih radova) za potporne zidove otrebno je 4.7×10^6 US$, dok je za ploču slapišta potrebno 0.9×10^6 US$.



Slika 6 – Procentualno učešće pojedinih vrsta radova u ukupnoj ceni radova za izvođenje slapišta

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Vicko Letica[1], Petar Anagnosti[2], Ljiljana Jezdić Filipović[3]

PRIKAZ PRORAČUNA BETONSKE DIJAFRAGME U NASUTOM DELU BRANE BASARA

Rezime:

U severoistočnom delu Iraka na reci Tawooq Chai predviđa se izgradnja brane Basara. Na levoj obali predviđena je izgradnja nasute brane sa dijafragmom. Ovakav tip brane se pokazao najpogodnijim s obzirom na uslove fundiranja na samom pregradnom mestu. Izvođenje dijafragme je predviđeno sa krune brane. Maksimalna dubina dijafragme je 76.35 m, širina 1.40 m, a dužina jednog panela je 5.0 m. Urađen je Glavni projekat. Prikaz dela projekta koji se odnosi na dijafragmu dat je u ovom radu.

Ključne reči: brana, nasuta brana, betonska dijafragma

OVERVIEW OF CALCULATION OF CONCRETE DIAPHRAGM WALL IN FILL PART OF BASSARA DAM

Summary:

In the north-east part of Iraq on Tawooq Chai river construction of Bassara Dam is planned. The fill dam with concrete diaphragm wall was designed on the left bank. For the foundation conditions on the dam profile this type of dam is most suitable. The construction of diaphragm wall shall be made from the crest of the fill dam. Maximal depth of diaphragm wall is 76.35 m, width is 1.4 m and one panel is 5.0 m long. Complete documentation for dam and Final Design for the Iraqi Ministry of Water Resources was done.

Key words: dam, fill dam, concrete diaphragm wall

[1] Mr.dipl.gradj.inž., Direktor Sektora za brane, "IK Konsalting i projektovanje d.o.o.", Beograd

[2] Prof Dr.dipl.gradj.inž., Ekspert, Beograd

[3] dipl.gradj.inž., "IK Konsalting i projektovanje d.o.o.", Beograd

1. UVOD

Brana Basara nalazi se na reci Tawooq Chai, jednoj od tri glavne pritoke reke Adhaim, u Iraku. Geološki uslovi su diktirali rešenje brane koje je kombinacija gravitacione brane i nasute brane.

Pregradno mesto brane karakterišu potpuno različiti uslovi fundiranja levog i desnog boka. Na desnom boku se nalaze kompaktni peščari na kojima se fundira betonski deo brane, dok se na levom boku nalaze krečnjačke drobine sa primesama gline. Izrazito nepovoljni uslovi fundiranja na levom boku (velika dubina krečnjačke stene) uslovili su izbor kombinovanog tipa brane.

Telo brane se izvodi od šljunkovitog materijala ili peskovito-šljunkovitog. Pored ovoga iskoristiće se i materijal iz iskopa. Debljina uzvodne obloge je 2.0 m, a nizvodne 1.0 m.

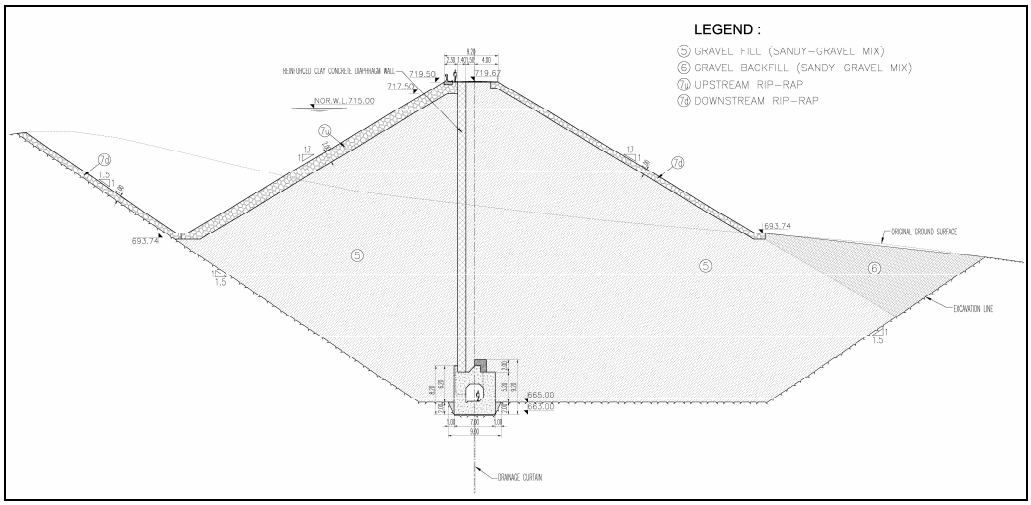
2. OSNOVNI PODACI O DIJAFRAGMI

Maksimalna dubina dijafragme 76.35 m, a ukupna dužina dijafragme je 155.7 m. Izvođenje dijafragme je predviđeno sa krune brane. Prvo se vrši nasipanje i profilisanje nasutog dela brane, a zatim se sa već izvedenog nasipa izvodi dijafragma. Dubina dijafragme se menja duž podužnog profila tj. prati liniju stene (i ulazi u stensku masu 1.5 m).

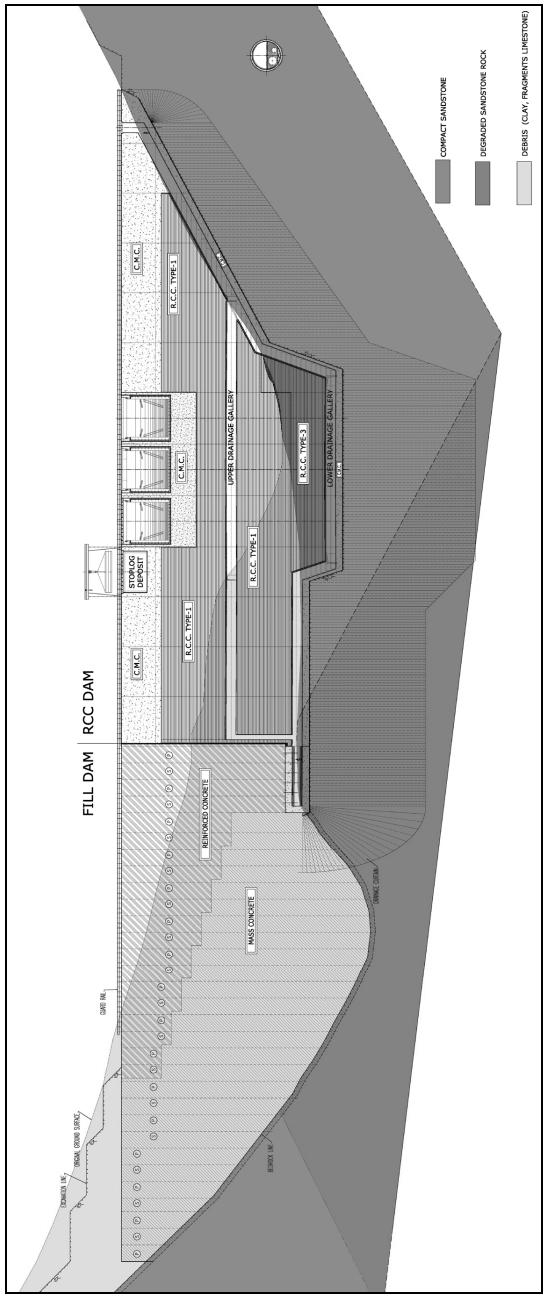
Predviđeno je da se dijafragma izvodi u panelima dužine po 5 m (primarni i sekundarni) od betona MB30 sa dodatkom bentonita.

Beton za izradu dijafragme se sastoji od sledećih komponenti: cementa, bentonita, vode, agregata i dodataka betonu. Količina cementa je min 250 kg/m^3 dok je količina bentonita 20 kg/m^3. Na ispitivanim uzorcima vodonepropusnost mora biti manja od 10^{-6} cm/s.

Deo dijafragme je armiran, a deo se izvodi od nearmiranog betona. Armira se ona površina sa najvećim momentima gde bi se mogle javiti pukotine u betonu što bi ugrozilo vododrživost betonske dijafragme, a samim tim i stabilnost nasutog dela.



Slika 1 Poprečni presek kroz nasuti deo brane



Slika 2 Podužni profil kroz telo brane

3. PRORAČUN

Da bi se dobili elementi za nosivost i eventualno armiranje dijafragme, izvršen je proračun dijafragme kao linijskog elementa. Dijafragma je računata kao nezavisna konstrukcija koja prima uticaje od nasutog dela. Uzeta su u obzir sva relevantna opterećenja.

Pri proračunu pritisaka tla na dijafragmu uzeti su aktivni i pasivni pritisci tla, prema poznatim koeficijentima aktivnog i pasivnog pritiska tla:

$$Ka=\frac{\cos^2(\varphi'-\theta)}{\cos^2\theta\cdot\cos(\theta+\delta)\cdot\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi'+\delta)\cdot\sin(\varphi'-\alpha)}{\cos(\theta-\alpha)\cdot\cos(\theta+\delta)}}\right]^2}$$

φ'=36°, θ=0°, δ=0, α= - 30°

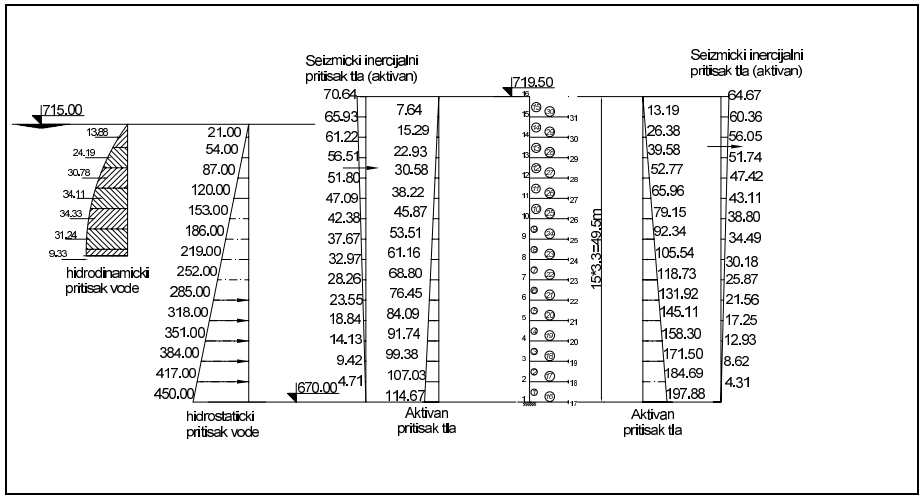
$$Kp=\frac{\cos^2(\varphi'+\theta)}{\cos^2\theta\cdot\cos(\theta-\delta)\cdot\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\varphi'+\delta)\cdot\sin(\varphi'+\alpha)}{\cos(\theta-\alpha)\cdot\cos(\theta-\delta)}}\right]^2}$$

φ'=36°, θ=0°, δ=0, α= - 30°

S obzirom da se dijafragma nalazi u telu brane koja ima uzvodni nagib 1:1.7 i nizvodni 1:1.7 ne ostvaruje se pun pritisak tla.

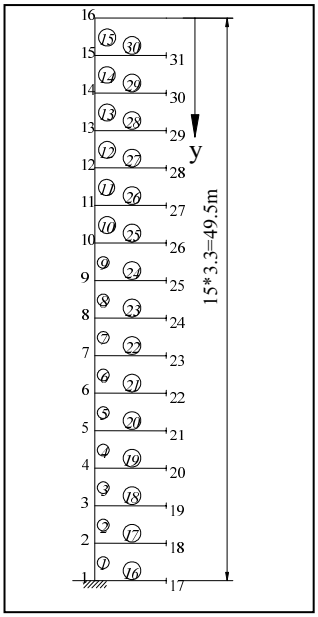
Pri proračunu uticaja razmatrane su tri kombinacije opterećenja: slučaj kada je maksimalni nivo vode u akumulaciji, dejstvo zemljotresa tip Z1 (k=0.12) za normalni nivo vode u akumulaciji i dejstvo zemljotresa tip Z2 (k=0.18), a za normalni nivo vode u akumulaciji.

Maksimalni uticaji u betonskoj dijafragmi se dobijaju za slučaj delovanja zemljotresa tip Z2. Na slici 3 prikazani su dijagrami sila koji deluju na dijafragmu.



Slika 3 Šema opterećenja

Kako bi se odredila stvarna veličina napona na nizvodnoj strani u prvoj iteraciji je uzeto da sa nizvodne strane deluje najmanji mogući pritisak tla (aktivni pritisak). U zavisnosti od slučaja opterećenja sa uzvodne strane pored aktivnog pritiska tla i hidrostatičkog pritiska vode za slučaj opterećenja kada se javi zemljotres (tip Z1 ili tip Z2) deluju i komponente seizmičkog pritiska tla i vode.



Na Slici 4 prikazan je statički sistem dijafragme. Karakteristike fiktivnih štapova određene su prema formuli:

$$F_i = k_0 \left(\frac{y_i}{H} \right)^2 \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot b \cdot c \cdot \frac{l}{P}, \text{ (SNIP)}$$

gde je:

F_i -površina fiktivnih štapova

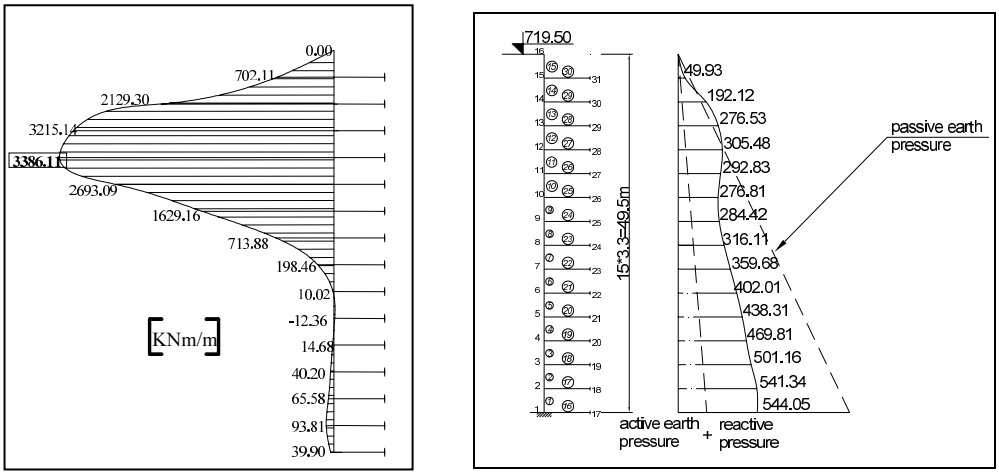
k_0=2.00 KN/m^3,
E_c=2.1*10^7 KN/m^2, E_s= 6*10^4 KN/m^2
b=1.0 m, c=3.3 m (1.65 m), l=1.0 m
P=1.0 KN/m
H=49.5 m

Slika 4 Statički sistem dijafragme

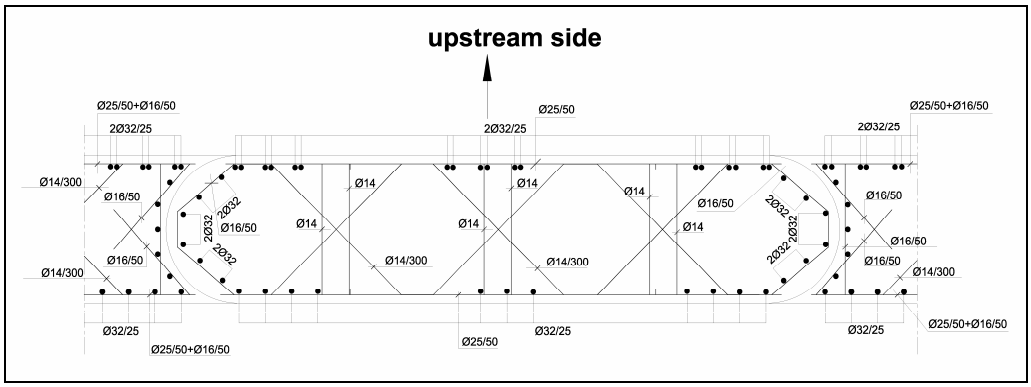
4. REZULTATI

Nakon sprovedenog proračuna dobijeni su najveći uticaji za dejstvo zemljotresa tip Z2. Na slikama je za dejstvo zemljotresa Z2 prikazan dijagram momenata i dijagram napona u tlu sa nizvodne strane. Zbir aktivnog i reaktivnog pritiska daje veličinu stvarnog napona u tlu i on mora biti manji od pasivnog pritiska tla kako ne bi došlo do loma.

Najveća pomeranja vrha dijafragme su dobijena za dejstvo zemljotresa tip Z2 i iznose 9.6 cm.



Slika 5 – 5a Dijagram momenata , 5b-Dijagram napona u tlu sa nizvodne strane



Slika 6 Šema armiranja primarnog panela dijafragme

Kao što se iz pokazanog proračuna vidi pomeranja dijafragme (i za najnepovoljniji slučaj opterećenja) nisu dovoljno velika da bi se aktivirao pun pasivni pritisak na nizvodnoj strani. Ovako projektovana dijafragma predstavlja vodonepropusnu barijeru u telu nasute brane. Vrednosti kao i oblik dijagrama momenata nam ukazuju na postojanje zona koja se moraju armirati i sprečiti pojavu eventualnih pukotina. Pojava pukotina u telu dijafragme bi izazvala procurivanja kroz telo brane, a vremenom bi došlo i do nestabilnosti nasutog dela.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Vicko Letica[1], Ivana Grublješić[2]

ANALIZA PROSTORNE STABILNOSTI BRANE BASSARA U IRAKU

Rezime:

Izgradnja brane Bassara predviđena je u severnom delu Iraka, Kurdistanu. Brana je projektovana kao gravitaciona brana od valjanog betona (RCC) na desnoj obali i nasuta brana sa betonskom dijafragmom na levoj obali. Visine je 67.0 m i služi kao višenamenski sistem: za navodnjavanje, za proizvodnju električne energije i za odbranu od poplava. Izrađena je kompletna dokumentacija za Preliminarnu studiju, Idejni i Glavni projekat, kao i Tenderska dokumentacija za potrebe Ministarstva za vodne resurse Iraka. Prikaz dela projekta koji se odnosi na stabilnost brane dat je u ovom radu.

Ključne reči: brana , RCC, stabilnost

3-D STABILITY ANALYSIS OF BASSARA DAM IN IRAQ

Summary:

In the north part of Iraq, Kurdistan, a construction of Bassara Dam is planned. The dam is combination of roller compacted concrete dam on the right bank and earth fill dam with concrete diaphragm on the left bank. It is 67.0 m high and it is a multi-purpose project: for irrigation, for hydro-electric power generating and for flood control. Complete documentation for Bassara Dam and Irrigation Project Preliminary Study, Planning Report and Final Design for the Iraqi Ministry of Water Resources was done. Overview of the part of the project related to stability analyses is presented in this paper.

Key words: dam, RCC, stability

[1] Mr.dipl.gradj.inž., Direktor Sektora za brane, "IK Konsalting i projektovanje d.o.o.", Beograd

[2] dipl.gradj.inž., Vodeći projektant, "IK Konsalting i projektovanje d.o.o.", Beograd

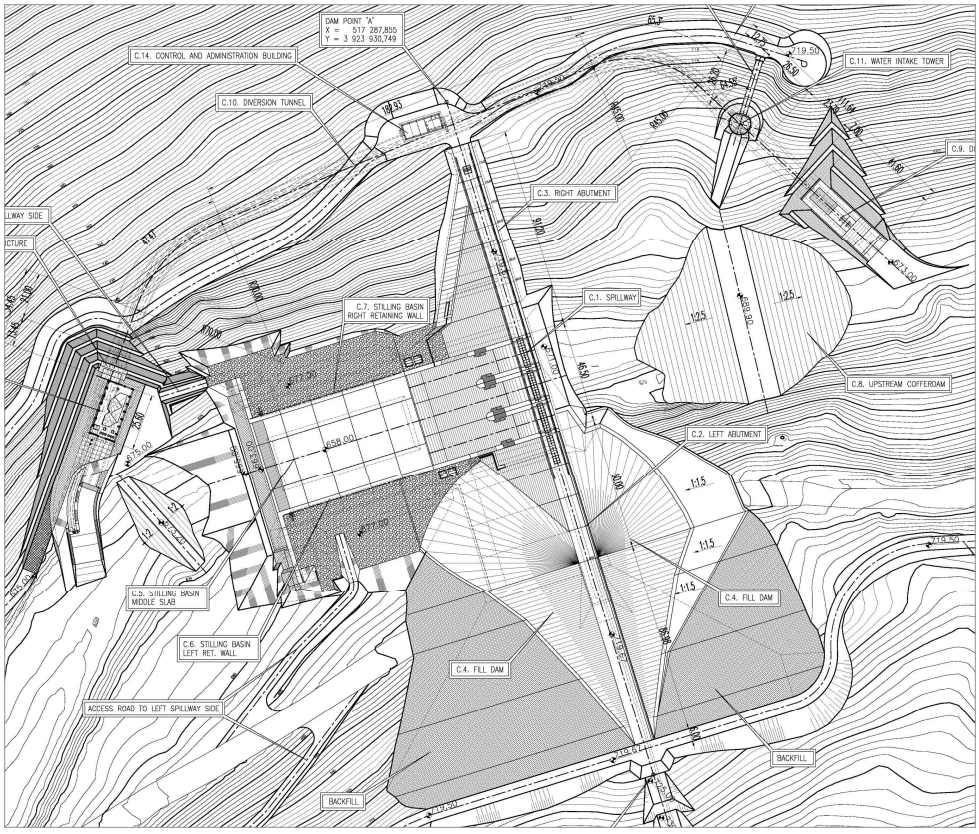
1. UVOD

Brana Bassara nalazi se u severnom delu Iraka, Kurdistanu. Locirana je na oko 20 km jugo-zapadno od grada Sulejmanije na reci Tawooq Chai koja je pritoka reke Adhaim i pripada slivu Tigra i od velikog je značaja za vodosnabdevanje, poljoprivredu i razvoj čitavog regiona.

Lokacija brane Bassara je na 500 m nizvodno od ulaza u klanac Bassara. Predviđeno je da brana formira akumulaciju zapremine od 36 miliona m^3, prvenstveno za navodnjavanje područja koje se nalazi na oko 12 km nizvodno od brane i prostire se na 2900 ha. Brana služi i za proizvodnju električne energije i odbranu od poplava.

Na osnovu detaljnih geoloških istražnih radova usvojeno je rešenje kombinovane gravitacione brane od valjanog betona (RCC) i nasute brane. Obzirom da su na levoj obali karakteristike tla, koju uglavnom čini krečnjačka drobina sa glinom, izuzetno loše po pitanju uslova fundiranja brane, projektovana je nasuta brana sa betonskom dijafragmom. Na desnoj obali su uglavnom zastupljeni kompaktni peščari koji omogućavaju sigurno fundiranje RCC brane. Najniža kota fundiranja je 653.0 mnm.

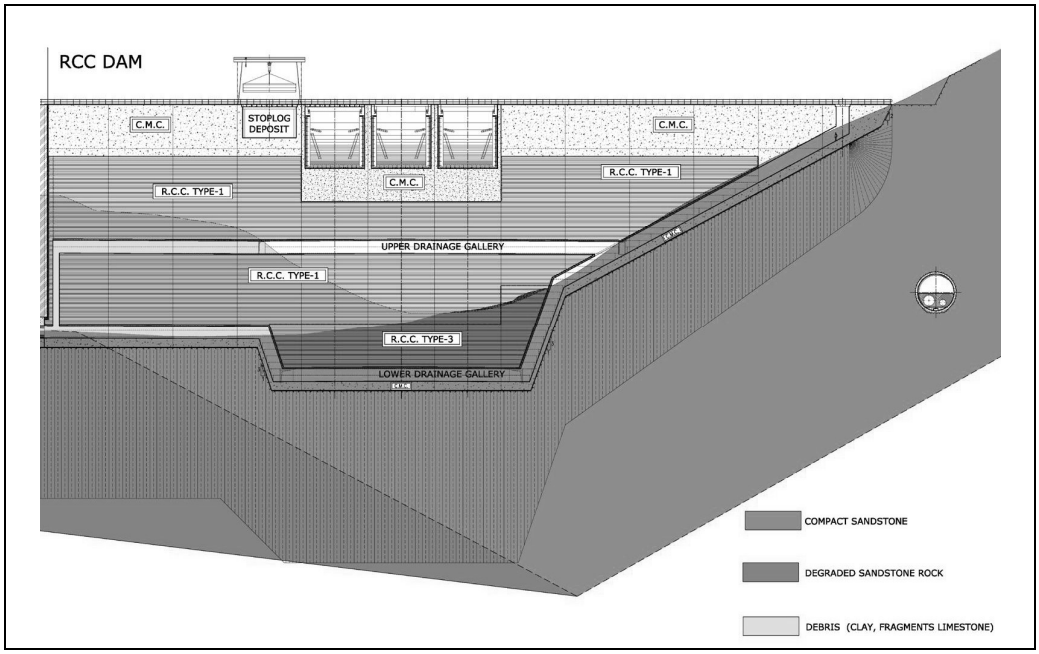
Visina brane je 67.0 m, kruna je na koti 719.5 mnm sa širinom od 9.2 m, a ukupna dužina brane je 285.0 m.



Slika 1 – Dispozicija brane

2. ANALIZA STABILNOSTI

Geometrija betonske brane definisana je prvenstveno iz uslova da budu zadovoljena sigurnost protiv klizanja, obrtanja i isplivavanja konstrukcije, kao i iz uslova da nisu prekoračeni dozvoljeni naponi na kontaktu brana-stena i u svim ostalim horizontalnim presecima brane. Proračun stabilnosti urađen je pomoću programa STVI.



Slika 2 – Podužni presek kroz betonski deo brane

2.1 OSNOVE PRORAČUNA

2.1.1 OPŠTE KARAKTERISTIKE BRANE

RCC brana se sastoji od prelivnog i neprelivnog dela i dužine je 197.7 m.

Prelivni deo je lociran u centralnom delu rolkrit brane sa kotom fundiranja 653.0 mnm i krunom preliva na 706.0 mnm. Podeljen je na tri bloka širine 15.5 m, dilatacionim razdelnicama. Tri prelivna polja, širine 11.5 m sa razdelnim zidovima debljine 2.0 m, nastavljaju se u slapište dužine 74.0 m.

Neprelivni delovi se nalaze između nasute brane i preliva (četiri bloka širine 15 m i visine 56.5 m) i između preliva i desne obale koja je pod nagibom od oko 28^{o} (šest blokova širine 15 m i promenljive visine).

Brana je trapeznog oblika sa vertikalnim uzvodnim licem, nizvodnim licem u nagibu 0.9:1 (H:V) i krunom širine 9.2 m.

U cilju smanjenja uzgona na kontaktu stene i brane i procurivanja u telu brane, u osi brane je predviđena drenažna zavesa i dve drenažne galerije na različitim visinama.

Telo brane je izrađeno od tri tipa valjanog betona sa različitim čvrstoćama na pritisak. Da bi se obezbedila što veća vodonepropusnost, na uzvodnom licu je projektovan sloj masivnog betona debljine 1.00 m, prekriven sa prefabrikovanim betonskim pločama debljine 12 cm. Nizvodno lice je takođe od konvencijalnog betona debljine 1.5 m. Ugao unutrašnjeg trenja, na kontaktu betona i fundamenta, iznosi $\varphi=47^{o}$.

2.1.2 OPTEREĆENJA I NJIHOVE KOMBINACIJE

Prilikom proračuna stabilnosti brane u obzir su uzeta sledeća opterećenja: sopstvena težina, hidrostatički pritisak od vode u akumulaciji na koti normalnog i maksimalnog uspora, uzgon u slučaju da drenažni sistem radi ili ne radi, pritisak nanosa/nasipa i zemljotresi Z1 - OBE operating basis earthquake i Z2 - MDE maximum design earthquake (inercijalne sile, hidrodinamički pritisak i dinamički pritisak nanosa/nasipa).

Definisane su četiri kombinacije opterećenja i to:

- Normalno opterećenje (USUAL) - sopstvena težina + hidrostatički pritisak za KNU + uzgon kada drenaža radi + pritisak nanosa/nasipa
- Vanredno opterećenje (EXTREME PMF) - sopstvena težina + hidrostatički pritisak za KMU + uzgon kada drenaža ne radi + pritisak nanosa/nasipa
- Izuzetno opterećenje (EXTREME OBE) - sopstvena težina + hidrostatički pritisak za KNU + uzgon kada drenaža radi + pritisak nanosa/nasipa + opterećenja od zemljotresa OBE
- Izuzetno opterećenje (EXTREME MDE) - sopstvena težina + hidrostatički pritisak za KNU + uzgon kada drenaža ne radi + pritisak nanosa/nasipa + opterećenja od zemljotresa MDE.

2.2 PRORAČUN STABILNOSTI I REZULTATI

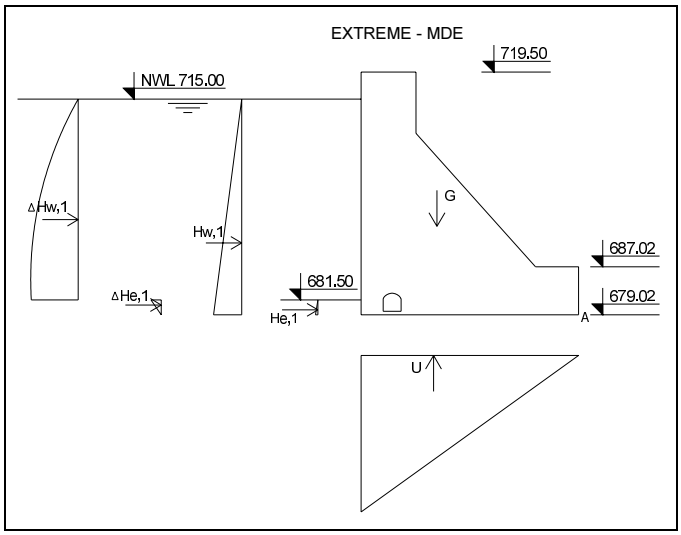
U prvoj fazi izvršen je opšti proračun stabilnosti, u pravcu toka reke, za najviši deo brane i dobijeni su sledeći rezultati.

KOEFICIJENTI STABILNOSTI	OPTEREĆENJA			
	USUAL	EXTREME (PMF)	EXTREME (OBE)	EXTREME (MDE)
Protiv klizanja	1.78	1.43	1.28	0.91
Protiv isplivavanja	2.71	1.93	2.71	2.04
Protiv obrtanja	1.82	1.49	1.56	1.25

Kao što se vidi, blokovi su stabilni za sve kombinacije optrećenja sem za klizanje pri zemljotresu MDE. Za ovaj najekstremniji slučaj, sračunata su relativna pomeranja i ona iznose oko 4 cm, što je u dozvoljenim granicama.

Kako nagib desnog boka nije zanemarljiv izvršen je proračun stabilnosti elemenata na bokovima, uzimajući u obzir bočnu komponentu sopstvene težine. Jasno je da u slučaju značajnijeg nagiba bokova može doći, za određene slučajeve opterećenja, do nestabilnosti

blokova i njihovog međusobnog naslanjanja, tj. međusobnog sadejstva. Tako da je, u slučaju da konstrukcija nije monolitna, kada su blokovi razdvojeni transverzalnim dilatacijama, sem opšteg proračuna stabilnosti, u pravcu toka reke, potrebno proveriti i trodimenzionalnu (prostornu) stabilnost.



Slika 3 – Šema opterećenja

Proračun prostorne stabilnosti izvršen je za sve blokove pri nezavisnom radu i pri međusobnom sadejstvu. Pri proračunu je generalno korišćena sledeća formulacija:

$$K_{sl} = \frac{(G \cdot \cos\alpha - U) \cdot \operatorname{tg}\varphi}{\sqrt{(G \cdot \sin\alpha)^2 + \Sigma H^2} + K_S \cdot G}$$

gde je:

α – nagib padine

φ – ugao unutrašnjeg trenja

G – težina bloka

U – uzgon

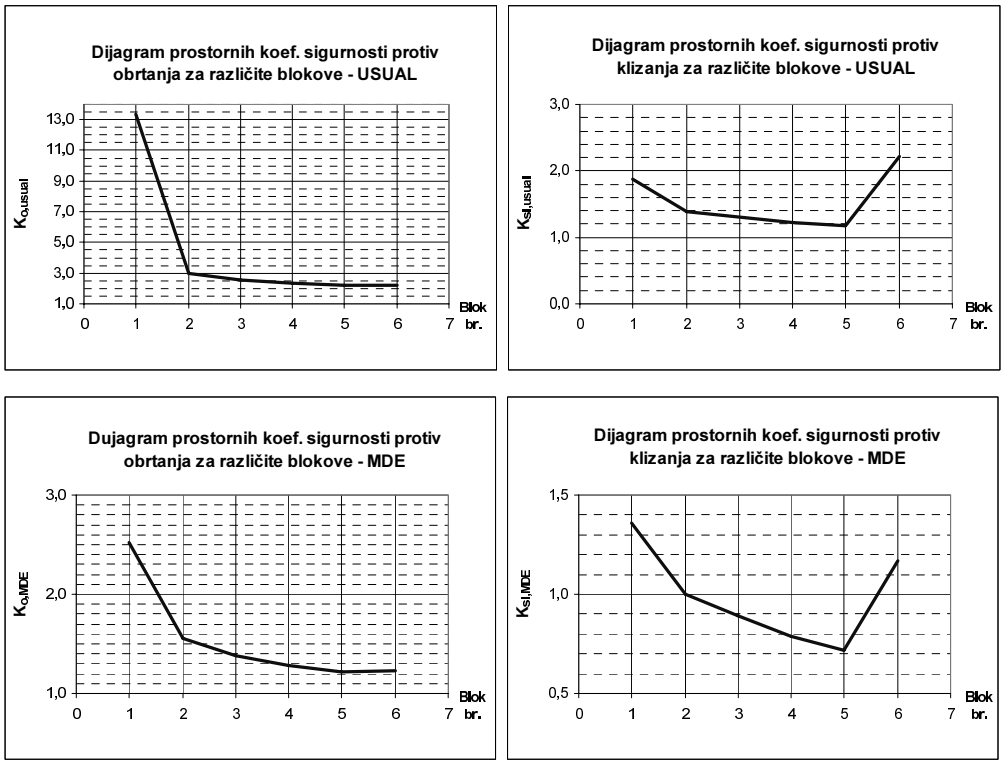
K_s – koeficijent seizmičnosti

$\Sigma H = H_{w1} + \Delta H_{w1} + H_{e1} + \Delta H_{e1}$

Proračun prostorne stabilnosti protiv klizanja i obrtanja pokazao je da između blokova postoji interakcija, tj. između susednih blokova se javljaju sile pritiska – interakcione sile. Ove sile izazivaju klizanje i obrtanje obalnih blokova ka centru rečnog korita, kao i pritisak na centralne, prelivne blokove.

Interakcione sile su sračunate pod pretpostavkom da je svaki blok apsolutno stabilan, sa koeficijentom sigurnosti od K_{sl}=1.0. Ova se sila zatim dodaje kao spoljno opterećenje za naredni blok koji se analizira.

Rezultati proračuna prostorne stabilnosti za razmatrane blokove i opterećenja USUAL i EXTREME MDE prikazani su na sledećim dijagramima.



Na osnovu dobijenih koeficijenata sigurnosti može se zaključiti da je za osnovno opterećenje svaki od blokova stabilan. Bočne interakcione sile javljaju se za slučaj izuzetnog opterećenja. Najniži koeficijent stabilnosti dobijen je za prvi prelivni blok, za koji je sračunato relativno pomeranje koje iznosi oko 5 cm. Najveći napon pritiska javlja se na bloku 5 i iznosi 0.52 MPa.

3. ZAKLJUČAK

Analiza prostorne stabilnosti, za svaki blok ponaosob, pokazala je da su blokovi na kosini znatno nestabilniji od onih u centralnom delu. Takođe je pokazano da ni interakcija između blokova nije zanemarljiva. Na osnovu prethodne analize, pokazano je da je za gravitacione brane sa značajnim nagibom bokova, kakva je i analizirana brana Bassara, potrebno izvršiti proveru prostorne stabilnosti, sa proverom međusobnih uticaja između blokova.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Vicko Letica [1], Aleksandar Milošević [2]

TIME HISTORY DINAMIČKA ANALIZA VODOZAHVATNA KULA – BRANA BASSARA, IRAK

Rezime:

Brana Bassara sa pratećim objektima predviđeno je da se gradi na severo-istoku Iraka, u regionu Upper Adhaim, na 20 km od grada Sulejmania. Kao prateći objekat pri brani, a za potrebe zahvatanja vode iz akumulacije u svrhu navodnjavanja i proizvodnje električne energije, predviđena je armirano-betonska vodozahvatna kula. Zbog njene veličine i značaja za sistem, kao i seizmoloških uslova, dinamički proračun konstrukcije je sproveden Time History direktnom dinamičkom analizom. U ovom radu biće date neke osnovne karakteristike proračuna.

Ključne reči: Vodozahvatna kula, dinamička analiza, Time History

TIME HISTORY DYNAMIC ANALYSIS WATER INTAKE TOWER – BASSARA DAM, IRAQ

Summary:

Bassara Dam with appurtenant structures is planned to be built in north-eastern part of Iraq, at the Upper Adhaim region, about 20 km far from the city Sulaymaniyah. As an auxiliary structure for irrigation and power production purposes, a Water Intake Tower of reinforced concrete is provided. Due to its size and significance for the whole system, and because of the site seismicity influences, dynamic calculations of the structure have been carried out by the Time History Analysis. Some characteristics of the analysis are presented in this paper.

Key words: Water Intake Tower, dynamic analysis, Time History

[1]Mr dipl.građ.inž., Direktor Sektora za brane, "IK Consulting Engineers Ltd.", Beograd
[2] dipl.građ.inž., Vodeći projektant, "IK Consulting Engineers Ltd.", Beograd

1. UVOD

Vodozahvatna kula je armirano-betonska konstrukcija visine 56 m. Nalazi se uz desnu obalu akumulacije na trasi optočnog tunela, koji prolazi kroz donji deo kule i koji će kasnije biti adaptiran u vodozahvatni tunel. Kroz kulu prolaze zahvatni cevovodi koji dalje tunelom idu do nizvodnih korisnika.

Od ukupne visine kule, 12.0 m je iznad nivoa akumulacije, 13.0 m je u vodi, dok je preostalih 31.0 m ukopano u stenu.

Neke karakteristike vodozahvatne kule su:

- najviša kota 727.00 mnm
- kote zahvatnih otvora 698.0 , 705.0 , 712.0 mnm
- prečnik zahvatnih cevi 1.5 m
- kota fundiranja 671.5 mnm
- visina kule 56.4 m
- prečnik svetlog otvora kule 6.5 m
- debljina zidova 60/90 cm

Na osnovu geološko-geomehaničkih istražnih radova izabrana je lokacija kule na desnoj obali tako da će biti fundirana u steni koja se pretežno sastoji od peščara.

Kula je sa svih strana okružena stenom i vodom, te je za njeno dimenzionisanje merodavno opterećenje zemljotresom.

2. OPIS KONSTRUKCIJE

Kula je cilindričnog oblika. Unutrašnji prečnik je 6.5 m, a spoljašnji prečnici su 7.7 m za nadzemni deo (debljina zida 60 cm) i 8.3 m za podzemni deo (debljina zida 90 cm).

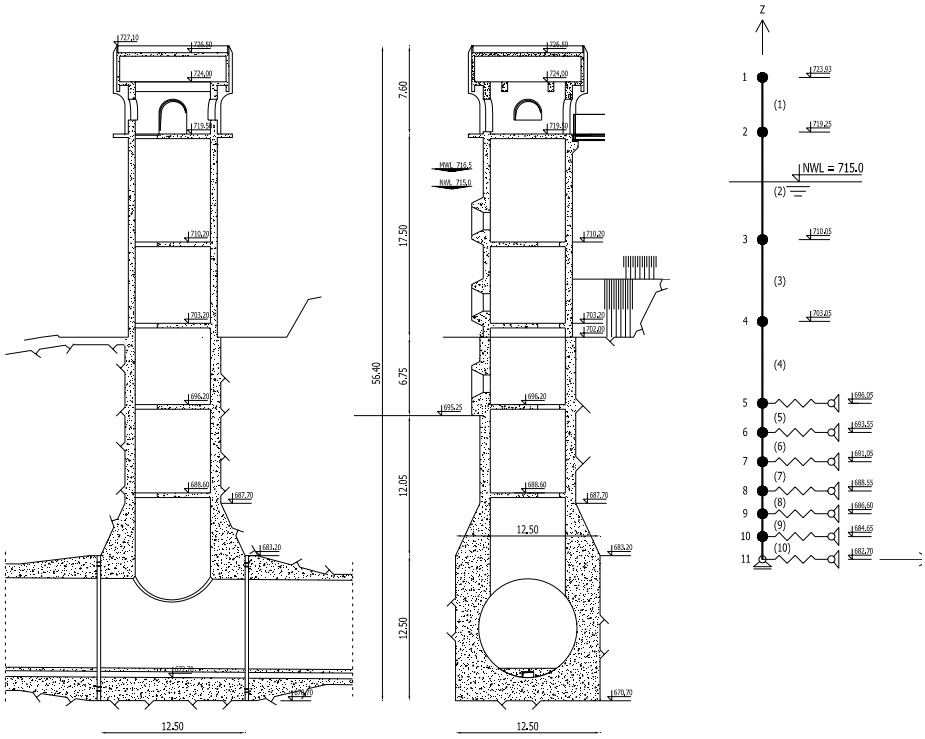
Temeljna ploča je kvadratne osnove sa dužinom stranice 12.5 m. U donjem delu geometrija kule je oblika kocke stranice 12.5 m, ošupljene vertikalno (D=6.5 m) kao i horizontalno (da se prilagodi tunelu, D=8.5 m).

Sastavni deo kule je pogonska kućica koja se nalazi na njenom vrhu, iznad ploče na koti 719.5 m. U okviru kućice predviđen je kran nosivosti 5 t za potrebe montaže opreme. Kućica je cilindričnog oblika, prečnika 7.7 m u donjem delu, dok se iznad krana prečnik povećava na 10.3 m.

Kuli se sa obale pristupa preko čeličnog pešačkog mosta.

Debljine glavnih konstruktivnih elemenata kule su:

- zid - nadzemni deo 60 cm
- zid - podzemni deo 90 cm
- kružne ploče unutar kule 30 cm
- temeljna ploča 200 cm
- zid na vezi sa tunelom 200-300 cm



Slika 1 – Dospozicija i model

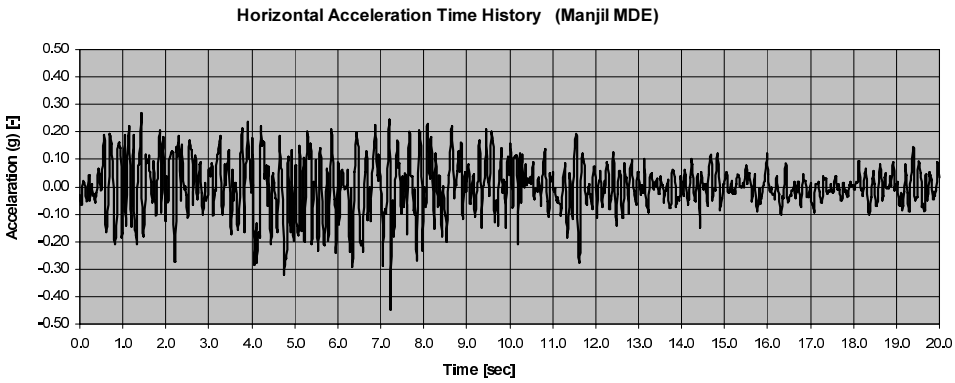
Konstrukcija kule biće izvedena od armiranog betona MB 30 sa armaturom RA 425/460. Modul elastičnosti betona je 30000 MPa, Poasonov koeficijent 0.20 i zapreminska težina betona 25.0 kN/m^3. Okolna stenska masa tretirana je kao homogen i izotropan materijal, sa modulom elastičnosti 1200 MPa i Poasonovim koeficijentom 0.36.

3. DINAMIČKA ANALIZA

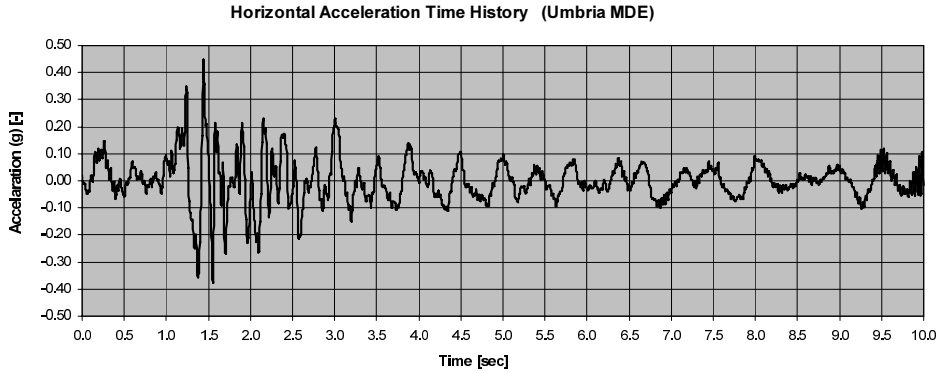
S obzirom na geometriju kule i preraspodelu masa i krutosti, nije bilo potrebe za 2D ili 3D modeliranjem konstrukcije, vode i okolne stenske sredine. Kula je aproksimirana sa 10 pravih štapova. Donji oslonac uzet je u visini gornje ivice tunela. Interakcija sa okolnim stenskim masivom simulirana je sa 5 horizontalnih opruga, sa krutostima koje odgovaraju geotehničkim karakteristikama stene.

Proračun je sproveden pomoću MKE. Dinamička analiza je sprovedena pomoću Time History analize, baziranoj na linerano-elastičnoj teoriji.

Ulazni podaci za proračun određeni su skaliranim vremenskim istorijama zabeleženih ubrzanja tla (akcelerogramima) reprezentativnim za dato područje. Razmatrana su dva reprezentativna zapisa zemljotresa: prvi zapis Manjil oscilatornog tipa, a drugi Umbria kao primer indukovanog zemljotresa.



Slika 4 – Skaliran zapis za slučaj MDE, Manjil zemljotres, horizontalna komponenta



Slika 5 – Skaliran zapis za slučaj MDE, Umbria zemljotres, horizontalna komponenta

Na osnovu Seizmičke studije usvojena su sledeća maksimalna ubrzanja tla:

- Projektni zemljotres OBE: a = 0.15g
- Maksimalno očekivani zemljotres MDE: a = 0.45g

Istorija odgovora konstrukcije kao funkcija vremena je sračunata numeričkom integracijom jednačina kretanja. Efekti interakcije između vode i kule pri zemljotresu uzeti su u obzir posredstvom hidrodinamičkih masa dodatih u čvorovima modela. Za proračun je usvojen koeficijent viskoznog prigušenja u iznosu od 5%. Integracija je sprovedena Ritz-ovom metodom. Pri proračunu je u obzir uzeta samo horizontalna komponenta razmatranih zemljotresa.

4. REZULTATI

Uticaji dobijeni dinamičkom analizom u kombinaciji sa uticajima dobijenim od hidrostatičkog opterećenja korišćeni su za dimenzionisanje preseka cilindra.

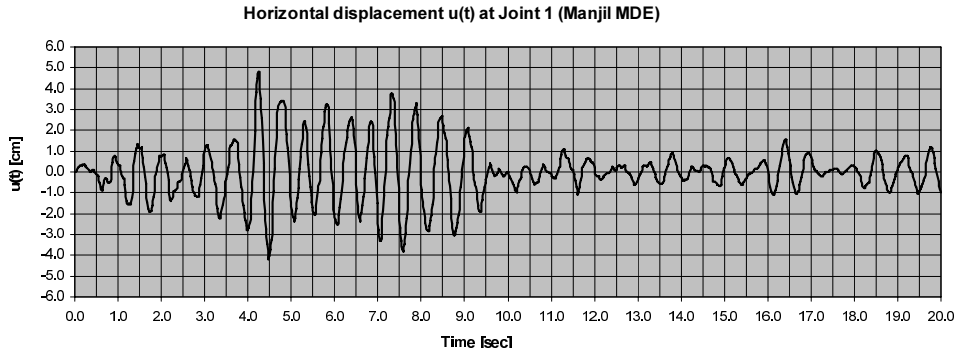
Proračunom su dobijene sledeće karakteristične vrednosti:

- Frekvencije i periodi oscilovanja za prva 3 tona oscilovanja:

  $\omega_1 = 1.462$ Hz $\omega_2 = 9.191$ Hz $\omega_3 = 12.516$ Hz
  $T_1 = 0.5358$ sec $T_2 = 0.0981$ sec $T_3 = 0.0559$ sec

- Maksimalna horizontalna pomeranja vrha konstrukcije:

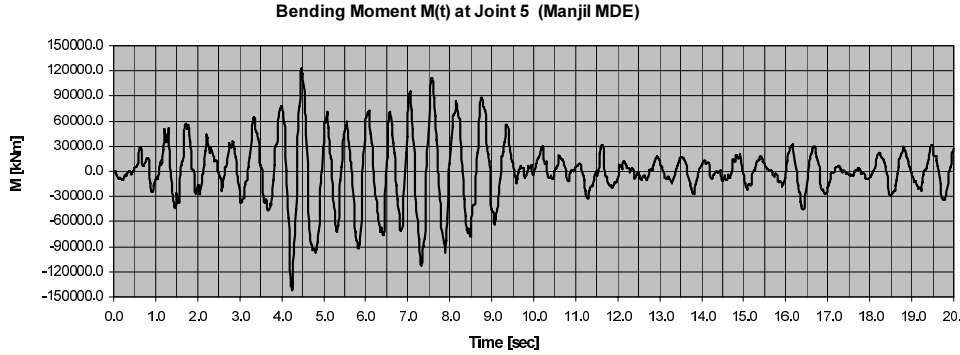
  Manjil OBE: $u_x = 1.61$ cm , t=4.24 sec
  Manjil MDE: $u_x = 4.82$ cm , t=4.24 sec
  Umbria OBE: $u_x = 1.60$ cm , t=5.160 sec
  Umbria MDE: $u_x = 4.80$ cm , t=5.160 sec



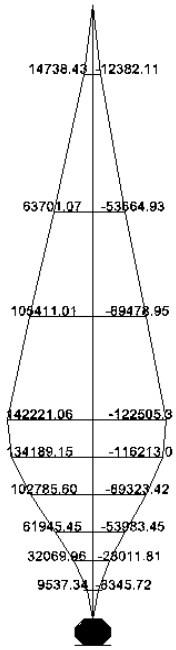
Slika 5 – Horizontalno pomeranje u(t) u čvoru 1, MDE - Manjil zemljotres

- Maksimalni momenti savijanja:

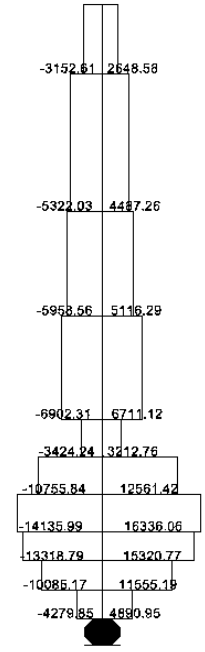
  Manjil OBE: M = 47407 kNm , t=4.24 sec
  Manjil MDE: M = 142221 kNm , t=4.24 sec
  Umbria OBE: M = 45567 kNm , t=5.165 sec
  Umbria MDE: M = 136702 kNm , t=5.165 sec



Slika 5 – Momenat savijanja M(t) u čvoru 5, MDE - Manjil zemljotres



Dijagram extr. vrednosti momenata savijanja Manjil MDE



Dijagram extr. vrednosti transverzalnih sila Manjil MDE

Pored predhodnog, presečne sile dobijene dinamičkom analizom su proverene i metodom modalne superpozicije. Tako dobijene vrednosti momenata su manje za oko 10%.

Proračunom su dobijeni maksimalni reaktivni naponi u steni:

Manjil OBE:	$\sigma = 0.26$ MPa
Manjil MDE:	$\sigma = 0.77$ MPa
Umbria OBE:	$\sigma = 0.28$ MPa
Umbria MDE:	$\sigma = 0.83$ MPa

Na osnovu dobijenih numeričkih rezultata pokazano je da su usvojene dimenzije zadovoljavajuće za pretpostavljene uticaje. Istovremeno je usvojena i potrebna armatura. U zonama najvećih momenata prsten je armiran sa dvostrukom armaturom 2Ø36 + Ø36/25.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Stojana Zlatković[1] dipl. građ.inž,

IZGRADNJA HIDROTEHNIČKOG ČVORA „JULINO BRDO„

Rezime

U radu je prikazana izgradnja hidrotehničkog čvora **„Julino brdo„** koga čine objekti: vodostan, zatvaračnice, tuneli T_1, T_2 i dva kompenzaciona rezervoara zapremina V=2x5000 m^3 i V=5000 m^3. Projektovani rezervoari po svojim karakteristikama ne spadaju u standardne konstrukcije tog tipa. Za razliku od uobičajenog načina projektovanja rezarvoara za vodosnadbevanje, ovde su zbog hidrauličkih zahteva, rezervoari vode podignuti na stubove visine 6 m. Zbog loših karakteristika tla, prema preporuci geomehaničara, objekti su fundirani na šipovima promenljive dužine (od 2-11m). Izgradnja hidrotehničkog čvora je podeljena u dve faze. Prva faza obuhvata sve navedene objekte sem kompenzacionog rezervoara zapremine V=5000 m^3 koji pripada II fazi.

Ključne reči: izgradnja, hidrotehnički čvor, vodostan, zatvaračnice, tuneli T_1, T_2, kompenzacioni rezervoari.

CONSTRUCTION OF SUPPLEMENTARY WATER SYSTEM „JULINO BRDO„

Summary

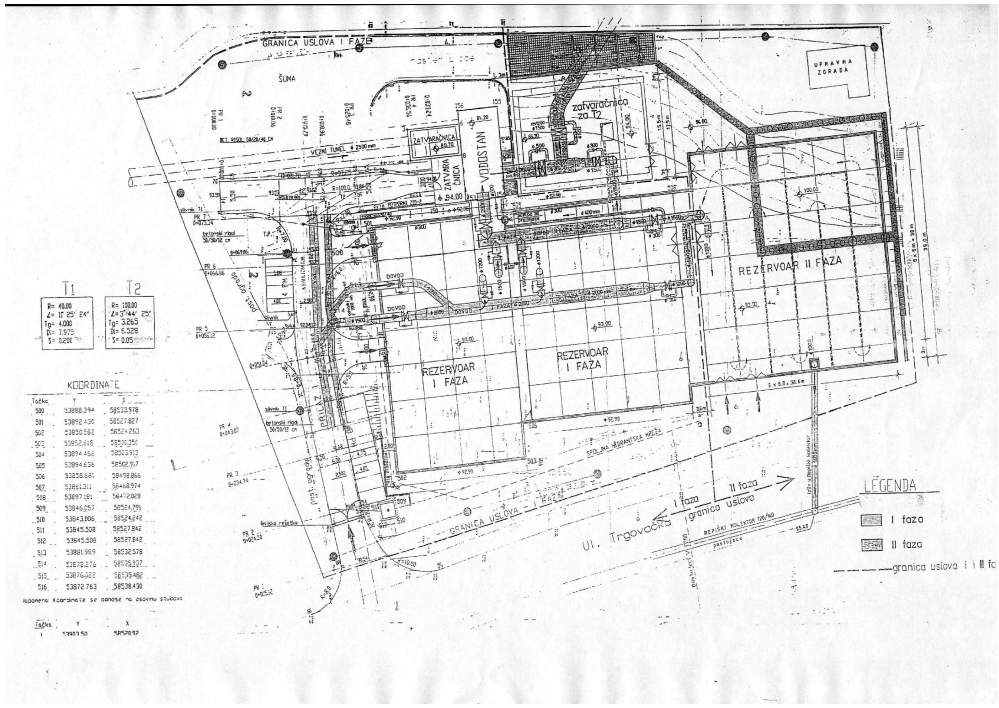
The purpose of this report is to present and explain construction of Supplementary water system**„Julino brdo„** comprised of the following elements: surge tank,sluice valves,tunnels T1 and T2,two expansion tanks in volume of V=2x5000 m^3 and V=5000 m^3. Due to various hydraulic challenges, as an alternative to the usual water supply tank construction method, water reservoirs have been elevated on 6m high pillars. Following suirveyors advice and due to bad ground conditions the above list of elements have been constructed on various lenght piles (from 2-11m). Construction of Supplementary water system was split in two phases.

Key words: construction,the supplementary water system,surge tank, sluice valves, tunnels T1 and T2, expansion tanks.

[1] Stojana Zlatković, dipl.građ.inž., JKP Beogradski vodovod i kanalizacija, Beograd

1 UVOD

Beogradski vodovod i kanalizacija je vrlo složen sistem koji danas uspešno snabdeva vodom grad sa oko 2 miliona stanovnika. Pre tridesetak godina u Beogradu je uočeno naglo povećanje broja stanovnika što je imalo za posledicu značajno uvećanje potreba Beograđana za pijaćom vodom.Shodno tome pristupilo se projektovanju i izgradnji jednog potpuno novog gradskog hidrosistema za proizvodnju i snadbevanje vodom građana Beograda. Jedan od najznačnijih delova ovog sistema za snabdevanje vodom je upravo hidrotehnički čvor „Julino brdo". Lokacija čvora je određena GUP.



Situacija

Glavna uloga hidrotehničkog čvora „Julino brdo"je da onemogući bilo kakve hudrauličke poremećaje iz pravca tunela $\mathbf{T_1}$, **C.S. „ Makiš,,** i budućeg drugog tunelskog dovoda $\mathbf{T_2}$, da u današnjim uslovima kada postoji samo tunnel $\mathbf{T_1}$ omogući sigurno i pouzdano snadbevanje tunela $\mathbf{T_1}$ bilo iz postrojenja **„Makis,,** bilo iz postrojenja **„Banovo brdo,,** i da obezbedi stabilan rad C.S. „Makiš„ nezavisno od uticaja nivoa vode u rezervoarima Banovo brdo i tunelima T_1 i T_2.

U sklopu ovog sistema u toku je izgradnja hidrotehničkog čvora Julino brdo koga čine objekti:

- Vodostan
- Zatvaračnice
- Tuneli T_1, T_2
- Dva kompenzaciona rezervoara zapremina V=2x5000 m^3 i V=5000 m^3.

Princip rada je taj da se 2 m^3/s vode transportuje iz fabrike vode u Makišu do hidrotehničkog čvora „Julino brdo", odakle se veznim tunelom ∅ 2500 mm $T_1 - T_2$ voda transportuje do pogona u Lješkoj gde se pušta kroz zatvaračnice u već izgrađen vodovodni tunel ∅ 1800 mm T_1 koji se završava u C.S. „Tašmajdan".

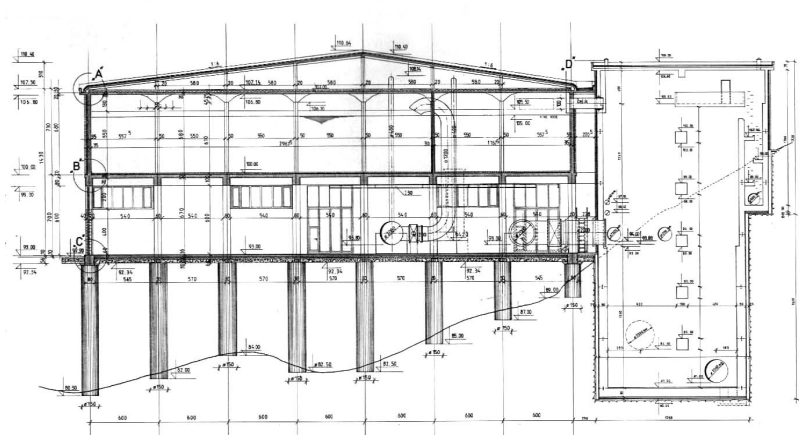
Za slučaj potrebe voda se zaustavlja u zatvaračnici i skreće u vodovodni tunnel ∅ 2500 mm T_2 koji ide ka Topčideru i koji tek treba da se projektuje.

Višak vode od 10.000 m^3 čuvaće se u rezervoaru koji treba da se izgradi.

Izgradnja hidrotehničkog čvora je podeljena u dve faze. Prva faza obuhvata sve navedene objekte sem kompenzacionog rezervoara zapremine V=5000 m^3.koji pripada II fazi.

2 VODOSTAN

U prvoj fazi izgradnje jedan od glavnih objekata je Vodostan. Njegova uloga je vrlo složena. Vodostan odvaja rad C.S. „Makiš''od tunelskog sistema koji obuhvata vezni tunel T_1-T_2, centralni šaht sa zatvaračnicom na Banovom brdu i prvi tunelski dovod T_1.



Poprečni presek

Voda iz **C.S. „Makiš**" se uvodi prvo u rezervoar, a zatim u vodostan „Julino brdo" koji funkcionišu kao spojeni sudovi, tako da u ovom slučaju vodostan postaje objekat za razdvajanje vode prema tunelu $\mathbf{T_1}$ i prema budućem tunelu $\mathbf{T_2}$. U uslovima kada je stanje neredovno (kvar, redovno čišćenje) potrebno je isprazniti po jednu komoru rezervoara, predviđeno je da se voda iz te komore prepumpa u vodostan, znači da se vrati u sistem, a ne da se ispusti u kanalizaciju.

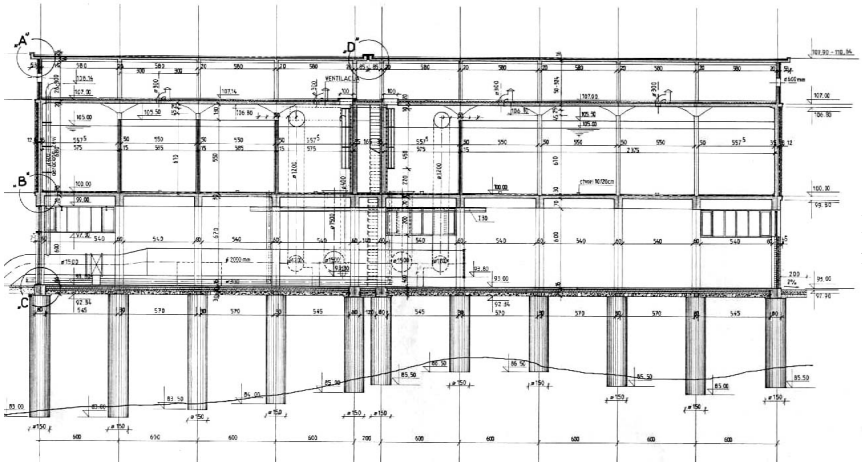
3 KOPENZACIONI REZERVOARI – I FAZA

Glavni objekat I faze izgradnje hidrotehničkog čvora. „Julino brdo" je kompenzacioni rezervoar zapremine V=2x5000 m^3.

Iz fabrike vode Makiš, preko cevovoda Makiš, voda se uvodi u rezervoare, zatim u vodostan, gde se razdvaja prema tunelu T_1 i budućem tunelu T_2.

Topografija terena je takva da su kote terena na lokaciji rezervoara 93.00 m. Hidrauličkim proračunom je određena radna kota rezervoara od 100.00 do 105.00 m.

Zbog toga rezervoari za vodu su postavljeni na stubovim, iako je u praksi uobičajeno da se oni projektuju i grade kao poluukopani. Prostor ispod rezervoara je iskorišćen kao tehnička etaža. Rezervoari su pokriveni krovnom konstrukcijom. Da bi se postigla odgovarajuća temperatura vode u rezervoarima, obloženi su belom fasadnom opekom, a urađena je i adekvatna izolacija zidova.



Podužni presek rezervoara

Osnovne karakteristike objekta rezervoara I faze su:

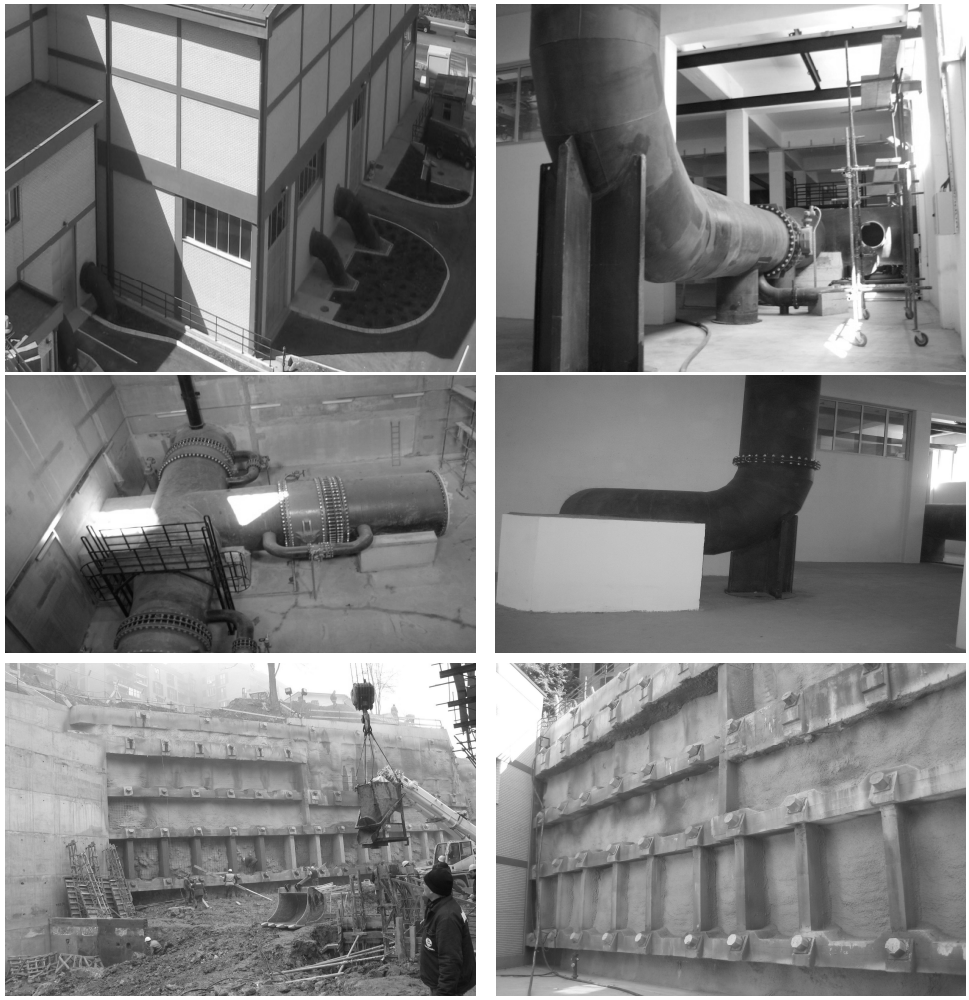
- Objekat se sastoji od dva međusobno dilatirana armirano-betonska rezervoara;
- Osovinske dimenzije **Rezervoara 1** su 30x36 m, a **Rezervoara 2** su 24x42 m;
- Rezervoari leže na stubovima dimenzija 60x60 cm, rastera 6x6 m, visine 5.7 m;
- Stubovi su povezani zidnim platnima debljine 35 cm, dimenzionisanim tako da prime horizontalne seizmičke sile;
- Stubovi su fundirani na bunarima ∅1500 mm, ispod temeljnih greda, koje formiraju roštilj, rastera 6x6 m.
- Obodne grede su dimenzija 66x60 cm, dok su unutrašnje grede dimenzija 30x30 cm;
- Temeljna ploča je konstruktivna;
- Ploča dna rezervoara je krstasto-armirana debljine 30 cm, oslonjena na gredama 100x60 cm;
- Stubovi u rezervoaru su dimenzija 50x50 cm, visine 6.8 m, sa kapitelima.

4 KOPENZACIONI REZERVOAR – I I FAZA

Konstrukcija rezervoara je ista kao kod rezervoara I faze. Radna kota ovog rezervara je na koti 100-105.00 kao kod predhodna dva., kako bi hudraulički bio povezan sa rezervoarom „Banovo brdo„ čija je radna zapremina od kote 102.30-104.60 m. Prostor ispod rezervoara od kote 93.00-100.00m je ostao slobodan za smeštaj zatvaračnice rezervoara i još neku drugu namenu za koju će se izjasniti krajnji korisnik „BVK„. Tehnička etaža iznad kote 107.00 m je praktično potkrovlje objekta. U ovom prostoru su smeštene cevi za ventilaciju rezervoarskog prostora. Ventilacija je prirodna. U podu na koti 107.00 ostavljeni su otvori 1.00 x 1.00 m za silazak u svaku komoru rezervoara posebno.

5 CEVNE VEZE

Iz C. S. „Makiš“ polaze glavni dovodi ∅ 1500 / 1200 mm i ∅ 1200 mm i isti se uvode u zatvaračnicu vodostana na hidrotehničkom čvoru „Julino brdo“. Isti dovodi sa glavne trase skreću i uvode se u zatvaračnicu kompenzacionog rezervoara gde se spajaju u jedan cevovod ∅ 2000 mm. Na dovodnim cevovodima su predviđeni leptirasti zatvarači ∅1500 mm i ∅ 1200 mm, čime je omogućeno da se obe komore rezervoara pune preko jednog cevovoda ako drugi nije u pogonu. Na cevodima su ugrađeni ultrazvučni merači protoka sa senzorima i manometri za merenje pritisaka.



LITERATURA

[1] Glavni projekti hidrotehničkog čvora „ Julino brdo“.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Jasmina Miletin[1]

TEHNOEKONOMSKA ANALIZA VARIJANTNIH REŠENJA KOLEKTORA - INTERCEPTORA UŠĆE - VELIKO SELO

Rezime:

Prema Generalnom rešenju beogradske kanalizacije, urađenom 1977. god. u JKP BVK, predviđeno je izvođenje kolektora INTERCEPTOR UŠĆE – VELIKO SELO, kojim bi se prikupila celokupna količina otpadnih voda i deo atmosferskih voda sa područja centralnog kanalizacionog sistema. Interceptor bi prihvatio vode iz kanalizacionog sistema na levoj obali Save, prebacio ih na desnu obalu Save, prihvatio vode iz Mokroluškog sliva, Topčiderskog sliva i starog dela grada, vode iz sliva Bulbderskog potoka, Dorćola, Karaburme i Višnjice, i prebacio do postrojenja za prečišćavanje otpadnih voda „Veliko Selo“.

Ključne reči: otpadne i atmosferske vode, interceptor, postrojenje za prečišćavanje

TECHNICAL ECONOMICS ANALYSE OF VARIANT SOLUTIONS FOR INTERCEPTOR UŠĆE – VELIKO SELO

Summary:

According to General solution of sewage of Belgrade, made on 1977 in Public Communal Company Belgrade Water and Sewage, it is foresawn building of sewage collector INTERCEPTOR UŠĆE – VELIKO SELO, in order to collect whole amount of waste water as well as part of pluvial water from the area central sewage system. Interceptor would collect water from sewage system on the left river bank Sava , moving it to the right river bank Sava, accepting water from Mokroluški baisn, Topčiderski baisn and downtown, water from Bulbderski stream, Dorćol, Karaburma and Višnjica, and pass trough the „Veliko Selo“ waste water plant.

Key words:waste and pluvial water, interceptor, waste water plant

[1] Dipl. inž. građ., Stručni saradnik, Direkcija za građevinsko zemljište i izgradnju JP, Beograd

1. TEHNIČKI OPIS

U Generalnom rešenju beogradske kanalizacije, koje je urađeno 1977. god. u JKP Beogradski Vodovod i Kanalizacija, predviđeno je izvođenje kolektora INTERCEPTOR UŠĆE – VELIKO SELO.

Prema tom rešenju, celokupne količine otpadnih voda i deo atmosferskih voda sa područja centralnog kanalizacionog sistema prikupljale bi se Interceptorom. Dužina Interceptora je 12639 metara i proteže se od Ušća do postrojenja za prečišćavanje otpadnih voda ″Veliko Selo″.

Polazeći sa leve obale Save od kanalizacione crpne stanice „Ušće“, interceptor bi prihvatio vode iz kanalizacionog sistema na levoj obali Save (Novi Beograd i Zemun). i prebacio ih u Beograd, na desnu obalu Save. Kolektor bi zatim prihvatio upotrebljene vode iz Terazijskog tunela – kolektora (vode iz Mokroluškog sliva, Topčiderskog sliva i starog dela grada), vode iz sliva Bulbderskog potoka, Dorćola, Karaburme i Višnjice.

U periodu 1982-1986.godine je urađen Glavni projekat za deo Interceptora do stacionaže km 6+800. Izvedena su dve manje deonice: od stacionaže km 3+715.4 dužine ~504 m i od stacionaže km 5+090.0 dužine ~780 m. Za poslednju deonicu Interceptora ,dužine 6772 m (od km 5+867 do km 12+639), urađen je 2007. god. Glavni projekat. Usvojena je trasa koja od stacionaže km 5+867 (do koje je izveden deo interceptora) prelazi u zonu trotoara Višnjičke ulice (kod ulaza u Minel), prati pravac ulice do garaže GSP, prelazi na kolovoz Višnjičke ulice, a zatim skreće na pravac ka stacionaži km 6+800 (na Slanačkom putu u zoni Rospi Ćuprije). Dalje, tunel se pruža ispod Višnjičkog brda do prelomne tačke na stacionaži km7+287, a zatim nastavlja do obale Dunavca u blizini Velikog Sela. Tunel se završava na stacionaži km 12+639 dolaskom do lokacije postrojenja za prečišćavanje otpadnih voda ″Veliko Selo″.

Ukupna dužina deonice podeljena je na dva dela zavisno od primenjenih tehničko - tehnoloških postupaka u radu. Deo od stacionaže km 5+867 do 12+490.5 treba da se izvodi tunelski,dok se deo od stacionaže km 12+490.5 do km 12+639 izvodi u otvorenoj građevinskoj jami.Na osnovu prethodno izvršenih analiza hidrološko-hidrauličkih uslova, usvojen je prečnik Ø 4.0 m (Ø 4.1 bez izolacije i unutrašnje obloge tunela – pločica), sa padom 0.5 ‰.

Geotehnička sredina u kojoj se izvodi tunel ″Višnjica″ je vrlo kompleksna. Uopšteno govoreći, trasa tunela se može podeliti na 3 celine. Prvu, od stacionaže km 6+800 do km 9+300, grade relativno homogene sredine. Drugu, od stacionaže km 9+300 do km 12+400, izrazito heterogenu, koja se odlikuje relativno brzom promenom materijala različitih svojstava (″šarena serija″). Treću, najslabiju stensku masu, na samom izlazu tunela, u kojoj su formirana prostrana klizišta, dubine preko 10 m.

2. TEHNO-EKONOMSKA ANALIZA VARIJANTNIH REŠENJA

U cilju izbora optimalne tehnologije građenja tunelske donice urađena je tehno-ekonomska dve metode izvođenja radova .Pod uslovima i pretpostavkama datim u tehno-ekonomskoj analizi, zaključili smo da je metoda mehanizovanog hidroštita dominantna u odnosu na novu austrijsku metodu izvođenja radova prema kriterijumu cene, roka i dinamike izvođenja, tehničkih aspekata izvođenja radova i dr. U skladu sa tim, se za tehnološki postupak izgradnje tunelske deonice Interceptora od stacionaže km 6+800 do km 12+483 predlaže primena mehanizovanog hidroštita sa segmentnom tunelskom oblogom.

2.1 NOVA AUSTRIJSKA TUNELSKA METODA (NATM)

Kod ove metode, koja spada u klasične metode građenja tunela, nakon iskopa na "čelu" tunela primenjuju se različiti vidovi osiguranja iskopne konture (prskani beton, ankeri, remenate). Preduslov za primenu NATM je stabilnost stenske mase u periodu od trenutka iskopa do trenutka završetka radova na osiguranju iskopa. U zonama gde to nije moguće primeniti, zbog loših karakteristika stenske mase, predviđen je iskop pod zaštitom čeličnih lučnih nosača i čeličnih talpi (platica) koje se utiskuju.

U prvoj fazi bi se uradio iskop za armiranobetonsku konstrukciju šahta uz pomoć isplake. Iskop se vrši po obimu šahta do projektovane dubine (1.5 m ispod projektovanog dna šahta) grajferom čija je kašika širine d=80 cm. Iskopani materijal izvlači se napolje, a zidovi iskopa se održavaju stabilnim, "isplakom" koja sprečava zarušavanje iskopanog rova. Po završenom iskopu montiraju se koševi od betonskog čelika u iskopani rov. Po završetku montaže armature pristupa se betoniranju armiranobetonske konstrukcije šahta. Betoniranje se vrši pod isplakom (podvodno betoniranje) odozdo prema gore. Sa ugradnjom svežeg betona isplaka se potiskuje napolje iz rova. Isplaka se ispumpava, reciklira (prečišćava), skladišti i po potrebi ponovo koristi. Iskop jezgra šahta započinje tek nakon što beton odleži dovoljno dugo i postigne zahtevanu čvrstoću.

Za iskop tunela se predviđa primena mašine sa rotacionom-freznom glavom (road header ATM75). Mašina je guseničar koju pokreće električni pogon. Iskopan rastresit materijal pada na platformu (sakupljač materijala), koja je smeštena na prednjem kraju mašine, a odatle se rotacionim noževima i transportnom trakom direktno utovara u transportno sredstvo (vagonete).

Unutrašnji transport materijala od čela iskopa do deponije na izlazu iz tunela obavlja se u horizontalnom smeru pomoću dve kompozicije koje vuku električne akumulatorske lokomotive ETS 100.

2.2 METODA HIDROŠTITA

Ovo je jedna od najsavremenijih metoda koje se primenjuju u izgradnji tunela. Iskopna mašina radi na principu hidroštita koja omogućava izgradnju u različitim geološkim područjima. Mašina je potpuno zatvorena sa prednje strane i poseduje pretkomoru koja omogućava rad u nestabilnim i vlažnim sredinama, tako da nije potrebno trošiti dodatna sredstva na sniženje nivoa podzemne vode u slučaju njihove pojave.

Iskop u nestablnim partijama, vrši se u punom profilu, rotirajućom otkopnom glavom štitne mašine, pri čemu je čelo sa reznom glavom u tom slučaju zatvoreno i pod potrebnim pritiskom. Emulzija bentonita za održavanje stabilnosti čela iskopa i smanjivanje trenja, nalazi se u posebnom rezervoaru koji se nalazi van tunelskog profila. Do čela se transportuje kroz cevi pod pritiskom i ubrizgava u materijal koji se nalazi na čelu ispred štita. Na čelo, u gornjoj polovini preseka, se takođe posebnim cevima dovode voda i vazduh pod pritiskom. Čelo je od ostalog dela mašine odvojeno čeličnim zidom. Ispred zida je čelo sa mašinom za iskop i izlazi cevi za dovod vazduha vode i bentonit emulzije, a iza zida je ostali deo mašine.

Iskopani zemljani materijal sa tečnošću koja održava stabilnost čela iskopa, odvodi se pomoću pužnog transportera koji se nalazi na donjoj polovini frezne komore. Brzina rotiranja pužnog transportera, može se menjati čime se omogućava kontinualni istovar materijala. Pad pritiska duž pužastog transportera se prati preko senzora za pritisak zemlje koji se nalazi na kućištu puža. Iskopani materijal se vagonetima izvozi izvan tunela, najpre u regenerator gde se

vrši razdvajanje tečne faze i stene. Tečna faza se najpre očisti i osveži, a zatim ponovo vraća na čelo.

Iskop u stabilnim partijama vrši se bez upotrebe emulzije bentonita i zatvaranja čela iskopa. U tom slučaju mašina radi kao klasična štitna mašina. Iskopani materijal se u ovom slučaju evakuiše pužnim transporterom, pa trakastim transporterom do vagoneta, a njima dalje van tunela

Po završetku iskopa dužine 1.4 m pristupa se ugradnji montažnih elemenata. Transport prefabrikovanih montažnih elemenata vrši se vagonetima, na šinama kroz gotovu konstrukciju do dizalice koja podiže segmente sa vagoneta i stavlja ih u magacin za segmente. Montiranje segmenata se obavlja hidrauličnim podizačem segmenta koji radi na principu kružnog prstena sa radijalnim steznim uređajem. Podizač treba da bude projektovan tako da u slučaju gubitka hidraulike, sistem blokira podizač i segment koga podizač drži u poslednjem operativnom položaju.

Iza štita, između gotove konstrukcije (predviđena je obloga pet elemenata plus završilac) i stenske mase postoji praznina koja se mora popuniti. Osnovna razlog izvođenja tzv. kontaktnog injektiranja je sprečavanje većih deformacija tla, aktiviranje obloge i obezbeđenje vodonepropusnosti. Cementna injekciona masa ubacuje se kroz otvor napravljen u segmentu obloge.

Po završetku ciklusa radova na jednoj deonici (iskop sa transportom materijala, montaža segmenata, kontaktno injektiranje) mašina počinje sa kopanjem sledeće deonice pokretanjem pomoću potisnog sistema koji se sastoji iz više cilindara
(na pr.12) sa individualnom kontrolom pritiska. Svaki cilindar ima papučicu za oslanjanje na željeni segment ugrađen u konstrukciju.

Za postizanje maksimalne efikasnosti i preciznosti upravljana iskopna mašina je opremljena savremenim navigacionim uređajima koji čine takozvani elektro laserski sistem. Za kontrolu pravca mašine koristi se uređaj sa ciljnom tablom u štitu mašine. Preko doglednih tačaka i specijalnog softvera, snimaju se aktuelni parametri pozicije štita, odnosno mašine. Svi podaci se šalju do kompjutera koji se nalazi na komandnom pultu. Po završetku tunela kompjuter daje mogućnost davanja konačnog izveštaja o radu mašine, izvedenoj trasi i pozicijama koje je mašina prošla od starta do cilja. Treba istaći da moderan navigacioni sistem obezbeđuje veliku preciznost u izvođenju tunelskih konstrukcija naročito ako je potrebno izvesti tunel u luku ili krivolinijski.

Saglasno tehnološkom postupku izrade tunela, kao i izvršenoj naponsko-deformacijskoj analizi interakcije okolnog tla i konstrukcije tunela usvojena je segmentna obloga tunela konstantne debljine, marke betona MB50 V-6.

Svaki tjubing ima dva otvora prečnika oko 3/4", koji služe: jedan za priključak "pakera" za injektiranje, drugi za kontrolu izvršenog injektiranja.

Montažni armirano-betonski segmenti odnosno "tjubinzi" su u takozvanom zglobnom sistemu konstrukcije. Dužina tjubinga iznosi 1.4 m i međusobno su spojeni zglobnim vezama. Bitna karakteristika ovog zglobnog sistema tunelske konstrukcije sastoji se u specifičnoj obradi međusobnih sastavnih spojnica tjubinga cilindričnog oblika. Zaobljenjem ivica segmenata i ugradnjom čepova formiran je skoro idealan zglob. Čelični čep prečnika 20.0 mm i čaura u koju je on smešten izrađeni su od nerđajućeg čelika. Veza se ostvaruje završnim montažnim elementom sa podužnim moždanicima.

Slika 1 – Probna montaža prvog segmenta

Podužna veza segmenata ostvaruje se zavrtnjima. Na gornjoj konturi veze (bliže spoljnoj ivici kružnog preseka tunela) postavlja se gumeni prsten kao dihtung. Intimna veza se dobija tako što se mehanizovani štit oslanja hidrauličkim presama na namontirane segmente i unosi u njih silu kolika je potrebna za napredovanje štita kroz određenu geološku sredinu.

Aktiviranje poprečnog preseka posle montiranja segmenata nastaje onog trenutka kada se otpusti oprema koja pridržava segmene. Tada dolazi do pomeranja i nameštanja konstrukcije, odnosno sadejstvo segmenata i završnog montažnog temenog elementa. Sledeća faza aktiviranja je pomeranje štita, kada se aktivira podužna veza, i injektiranje zazora između segmenata i okolnog materijala. Injektiranje se vrši kao što je napred navedeno, kroz predviđene otvore za injektiranje, cementnim malterom sa dodatkom bentonita i vrši se u dve faze (primarno i sekundarno).

U cilju obezbeđenja pouzdane funkcionalnosti i trajnosti objekta predviđeno je oblaganje donjeg svoda tunela klinker pločicama dok će se na gornjoj polovini tunela uraditi zaštita nanošenjem penetrata. Izvođač je obavezan da za sve upotrebljene materijale obezbedi ateste i potrebne dokaznice o kvalitetu (ateste o otpornosti na agresivno dejstvo otpadnih voda, ateste o trajnosti...). U glavnom projektu, treba konstruisati veze tjubinga (podužne i poprečne) tako da konstrukcija bude optimalne krutosti, sa minimalnim pomeranjima, čime bi se sprečio rad zglobova i eventualno pucanje pločica i hidroizolacije. Provetravanje tunela ″Višnjica″ obavlja će se kroz četiri ventilaciona otvora prečnika Ø600 mm.

2.3 IZBOR METODE

Pod uslovima i pretpostavkama datim u tehno-ekonomskoj analizi, metoda mehanizovanog hidroštita je dominantna u odnosu na novu austrijsku metodu izvođenja radova prema kriterijumu cene, roka i dinamike izvođenja, tehničkih aspekata izvođenja radova i dr. U skladu sa tim, se za tehnološki postupak izgradnje tunelske deonice Interceptora od stacionaže km 6+800 do km 12+483 predlažena je primena mehanizovanog hidroštita sa segmentnom tunelskom oblogom.

Slika 2 – montaža TBM mašine

3. DEONICA KM 12+483 - 12+639

Poslednja deonica tunela ″Višnjica″ od stacionaže km 12+483 do km 12+639 izvodi se u širokom iskopu. Ova tehnologija izvođenja radova izabrana je prvenstveno zbog malih nadsloja iznad temena tunela. Tačnije rečeno, u poslednjih 130 m deonice tunel je ukopan za 2.3 m u odnosu na površinu terena. Otvoreni iskop se radi u aluvijalnim sedimentima u kojima preovlađuju peskoviti maloplastične gline sa proslojcima muljevitih glina.

LITERATURA

Idejni projekat interceptor Ušće - Veliko selo / "Institut za vodoprivredu" Jaroslav Černi 2004

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Dušica Veljković[1], Dragana Rajić[2], Jelena Radosavljević[3]

MOGUĆNOSTI PRIMENE MLAZNOG INJEKTIRANJA PRI IZGRADNJI OBJEKATA VODOVODA I KANALIZACIJE

Rezime

Mlazno injektiranje je metoda geomehanike kojom se in situ mešaju cementna smesa i zemlja (zemlja+cement). Cementna smesa se pod velikim pritiskom injektira u tlo velikom brzinom. Fluid razara tlo i meša se sa degradiranim tlom i česticama tla formirajući homogenu masu, koja očvrsne. Poboljšanje tla na ovaj način se može primeniti pri osiguranju iskopa; zaštiti od podzemnih voda; prilikom produbljivanja postojećih temelja ili fundiranja na većoj dubini u blizini postojećih objekata; kod izrade tunela; itd.

Ključne riječi : Mlazno injektiranje, ojačanje tla, osiguranje iskopa, podgrađivanje.

POSSIBILITIES OF JET GROUDING APPLICATION IN BUILDING WATER-SUPLY AND SEWERAGE OBJECTS

Summary

Jet grouding is Ground Modification system used to create in situ cemented geometries of soil (Soilcrete). Ultra high-pressure fluids or binders are injected into the soil at high veolocities. These binders break up the soil structure completely and mix the soil particles in-situ to create a homogeneous mass, which in turn solidifies. This ground improvement plays an important role in the fields of excavation support; groundwater control; foundation stability in the treatment of load bearing soils under new and existing buildings; in tunnel construction; ect.

Key words : Jet grouding, soil improvement, excavation support, underpinning.

[1] Dipl.inž.građ, rukovodilac Odeljenja za konstrukcije JKP "Beogradski vodovod i kanalizacija", Deligradska 28, dusica.veljkovic@bvk.co.yu

[2] Dipl.inž.građ, vodeći projektant Odeljenja za konstrukcije JKP "Beogradski vodovod i kanalizacija", Deligradska 28, dragana.rajic@bvk.co.yu

[3] Dipl.inž.građ, projektant Odeljenja za konstrukcije JKP "Beogradski vodovod i kanalizacija", Deligradska 28, jelena.radosavljevic@bvk.co.yu

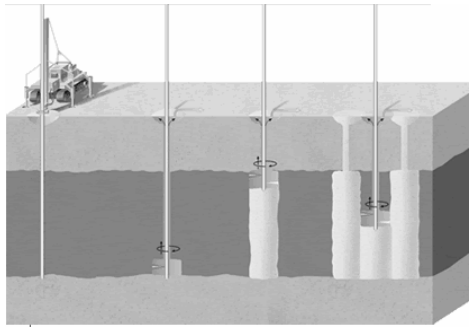
1. PRIKAZ TEHNOLOGIJE MLAZNOG INJEKTIRANJA

Mlazno injektiranje (**Jet Grouting**, engl.) je savremena tehnologija geotehnike. U početku razvoja Jet Grounting se koristio u funkciji poboljšanja mehaničkih karakteristika tla, tj. ojačanja tla. Poslednjh godina njegova primena doživela je ekspanziju i našla široku primenu u građevinarstvu širom Evrope.

Metoda se sastoji u injektiranju cementne smese pod pritiskom od 300-700 bara u tlo. Fluid koji se tom prilikom utiskuje brzinom od 250 do 330 m/s razara strukturu tla i meša se sa česticama degardiranog tla (agregatom) formirajući ojačano tlo karakteristika sličnih betonu (**soilcrete**, engl.; soil-zemlja i crete-cement).

Faze izvođenja su :

- Bušenje do potrebne dubine. Najčešće se već u fazi bušenja kroz alat za bušenje pušta voda pod pritiskom da bi se u izvesnoj meri degradilo tlo što olakšava bušenje i poboljšava uslove za krajnje injektiranje.
- Pri dostizanju zadate dubine (dubina šipa ili ankera) bušenja, kroz alat za bušenje se injektira cementna smesa i simultano rotira i podiže do kote terena ili projektovane visine.



Slika 1. Izvođenje kolona mlaznim injektiranjem

1.1. RAZVOJ TEHNOLOGIJE MLAZNOG INJEKTIRANJA

Izvorna ideja i prva istraživanja korišćenja visokih brzina injekcijskog mlaza za razbijanje (rezanje), premeštanje i cementiranje čestica tla vezana su uz braću **Yamakado,** približno 1965. god. Uskoro nakon toga (1970. god.) razrađena su dva tipa opreme (postrojenja) za mlazno injektiranje.

- Oprema za mlazno injektiranje koju je razvio **Nakanishi** i njegova firma "N.I.T." koristila je hemijske i cementne suspenzije za injektiranje pod vrlo visokim pritiskom kroz male mlaznice (1,0 do 2,0 mm) koje su smeštene pri dnu jednostrukih šipki pribora za bušenje. Kako su šipke postepeno podizane (vađene) uz kontinuiranu rotaciju, za vreme postupka injektiranja, nastalo je u tlu valjkasto telo mešavine cementa i čestica tla. Od engleskog naziva ***Chemical Churning Pile*** nastao je naziv za ovakav postupak mlaznog injektiranja (injektiranja s jednim fluidom) "**CCP**" vrsta mlaznog injektiranja.
- Drugi način mlaznog injektiranja razvio je **Teruo Yahiro**. Ova oprema koristila je trostruke bušeće šipke. Trostruke šipke potrebne su zbog korišćenja tri fluida kod mlaznog injektiranja, a

to su bili voda, vazduh i cementna injekcijska smesa. Dva fluida (voda i vazduh) pod visokim pritiskom su razbijali strukturu tla. Kako se sada injekcijska smjesa utiskuje u razgrađeno tlo dovoljan je relativno mali pritisak (10 do 40 bara) za njenu ugradnju. Sistem je nazvan ***Jet Grouting*** -"**JG**".

Ubrzo su u Japanu razvijene i ostale metode mlaznog injektiranja. Posljednje bitnije modifikacije tehnologije mlaznog injektiranja bile su oko 1984. god, Japanski stručnjaci **Miki** i **Nakanishi** uveli su **sonični merač** za kontrolu dimenzija izvedenih valjaka tla.

Tehnologija mlaznog injektiranja nakon početnog razvoja u Japanu proširila se u zapadnu Evropu (počeci su iz 1976. god) i to prvenstveno u Italiju i Zapadnu Nemačku, te u Južnu Ameriku. Nakon 1987. god. tehnologija mlaznog injektiranja šire je prihvaćena u SAD-u (proširila su se znanja o njoj), a američka preduzeća znatno su unapredila opremu za mlazno injektiranje te joj proširili primenu.

1.2. VRSTE MLAZNOG INJEKTIRANJA

Danas su u primeni tri osnovna postupka mlaznog injektiranja:

- **jednofluidni** (injekcijska smesa)
- **dvofluidni** (injekcijska smesa - vazduh, odnosno injekcijska smesa - voda)
- **trofluidni** (injekcijska smesa - voda - vazduh)

Jednofluidni postupak mlaznog injektiranja najjednostavniji je i najrašireniji. Kod njega injekcijski mlaz služi za razbijanje strukture tla (rezanje) i mešanje injekcijske smese. To je u načelu mešanje *in-situ* a manje je prisutno premeštanje čestica. Orijentacija rotirajućeg mlaza može biti od horizontalne do vertikalne.

U slučajevima kad se u radu koriste vazduh (2-fluidni i 3-fluidni postupak), pojačani efekat ispiranja bitno se smanjuje kad je rotacija mlaza vertikalna (bušeće šipke tada su horizontalne). Iz tih razloga kod horizontalnog bušenja za mlazno injektiranje po pravilu se koristi postupak sa jednim fluidom "CCP".

Jednofluidni postupak uzrokuje najmanje izbacivanje tla na površinu, tj. ovde je najmanje izražen problem osiguranja protoka fluida uz bušeći pribor prema površini tla. Nadalje, kod ovog postupaka izraženije je zbijanje tla oko plašta injektiranog valjka, i to u širini od oko pola prečnika injektiranog valjka. Prečnik valjka injektiranog tla je najmanji (cca 40 do 60 cm u glinovitom tlu, pa do 50 do 120 cm u peskovitom tlu). Uz isti utrošak cementa kod jednofluidnog postupka postižu se najveće čvrstoće injektiranog tla.

1.3. OSNOVNE PREDNOSTI I MANE MLAZNOG INJEKTIRANJA

Osnovna prednost mlaznog injektiranja je da se ono može koristiti za ojačanje svih vrsta zrnastih tla (šljunak, pesak, prah, glina) sa ekološki prihvatljivim vodo-cementnim injekcijskim materijalima.

Veliki prečnici valjaka injektiranih kolona tla (cca 50 do 300 cm) izvode se priborom malih dimenzija. Prepreke u tlu (npr. komadi drveta, gromada-kamena i dr.) mogu biti zaobiđene ili uklopljene u injektiranu zonu tla.

Mlazno injektiranje može započeti na gotovo svakoj (dostupnoj) dubini i biti završeno u bilo kojoj koti ispod površine terena, zavisno od potreba zahvata ojačanja tla. Najveća dostignuta

dubina mlaznog injektiranja prema stanju iz 1992. godine je 70 m (izvela italijanska firma "Trevi" za potrebe ojačanja drumskog tunela u italijanskim Alipma).

Ako se mlazno injektiranje izvodi ispravno, samo male količine ispranog (izbačenog) tla potrebno je odvoziti sa gradilišta.

Mlazno injektiranje izvodi se vertikalno, koso i horizontalno u odnosu na površinu terena.

Osnovni nedostatak prisutan kod svih vrsta mlaznog injektiranja, je zahtev za osiguravanjem nesmetane komunikacije (toka) fluida od položaja injektiranja do površine terena. Ako je komunikacija sprečena, porni pritisak vode u tlu poraste do pritiska injektiranja (300 do 500 bara), što može izazvati hidraulički lom tla. Posledica su bočna pomeranja i izdizanje tla.

S druge strane, kad je komunikacija (tok) prema površini slobodna, može se dogoditi da velika količina čestica tla bude istisnuta na površinu, odnosno da se deo cementa predviđen za ugradnju u tlo pojavi na površini terena U određenim uslovima takav gubitak cementa može dostići vrednosti od 20 do 60%.

Sledeći nedostatak je cena koštanja, koja nekada zna biti vrlo visoka (kod injektiranih valjaka tla velikih prečnika prisutan je i veliki utrošak injekcione smese). Osim toga, čvrstoće injektiranog tla dosta variraju, a kod prašinastih i glinovitih vrsta tla relativno su niske.

1.4. ČVRSTOĆA INJEKTIRANOG TLA

Mlazno injektiranje primenjuje se kod velikog broja raznih konstrukcija. Kod nekih od njih (npr. ojačanje temelja, potporne konstrukcije, zaštita iskopa tunela i sl.) važna je i čvrstoća injektiranog volumena tla.

Sastav mlazno injektiranog volumena tla u osnovi je sličan betonu. Materijal sadrži čestice tla, cement, nešto vazduha i vodu (mlazno injektirani volumen tla se u stranoj literaturi često naziva **"soil-crete"** - mešavina tla i cementa).

Osnovni parametri od kojih zavisi čvrstoća mlazno injektiranog tla su: vodocementni faktor (što je W/C veći, čvrstoća je niža); sadržaj cementa (što je veća količina cementa, čvrstoća je veća); vrsta tla i granulometrijski sastav (u pesku i šljunku postižu se veće čvrstoće nego u glini i prahu); starost (što je injektirana smesa starija, to joj je i veća čvrstoća) i korištena vrsta mlaznog injektiranja (1 fluid, 2 fluida ili 3 fluida).

2. PRIMENA TEHNOLOGIJE MLAZNOG INJEKTIRANJA

Po svojoj konstruktivnoj ulozi mlazno injektirane konstrukcije mogu se svrstati u nekoliko osnovnih grupa: poboljšanje karakteristika tla; vodonepropusne zavese i osiguranje dna građevinskih jama; potporne građevine; osiguranje iskopa kod izvođenje tunela; temeljne konstrukcije i ojačanje postojećih temelja (underpinning); sidrene konstrukcije.

Postoji niz slučajeva kod kojih neka konstrukcija ima višestruku namenu (npr. potporna konstrukcija koja je ujedno i vodonepropusna).

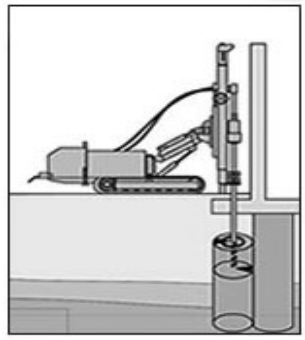
Metoda mlaznog injektiranja je po svojim karakteristikama vrlo pogodna za primenu pri izvođenju objekata vodovoda i kanalizacije. Objekti vodovoda i kanalizacije su uglavnom podzemni, velike dubine i često se izvode u nekoheretnom tlu, sa visokim nivom podzemne vode. Pri izvođenju vodovodnih i kanalizacionih crpnih stanica, metodom mlaznog injektiranja,

sa površine terena se prvo pristupa izradi zidova od kolona do površine terena, koji predstavljaju podgradu, a u isto vreme su i deo noseće konstrukcije. U prostoru između zidova izvode se kolone do predviđenog dna crpne stanice. Na taj način se formira vodonepropusna kada, posle čega je moguće pristupiti iskopu tla u suvom. Nakon obradađivanja površina postavlja se hidroizolacija i nanosi završni sloj noseće konstrukcije crpne stanice. Na ovaj način hidroizolacija je sa spoljne strane konstrukcije. U klasičnoj podgradi bez zaštite dna bilo bi potrebno stalno crpljenje podzemne vode i njeno odvođenje, sa zaštitom od potencijalnog hidrauličkog loma tla, što znatno poskupljuje radove i ugrožava sigurnost izvođenja. Tehnologija mlaznog injektiranja sa izradom zidova i dna u ovakvim slučajevima teško da ima konkurenciju.

Slika 2. Zaštita iskopa i vodonepropusna zavesa

Još jedna karakteristika metode mlaznog injektiranja je siguran i jednostavan način zaštite iskopa neposredno uz postojeće objekate, kao i kod objekata kod kojih nije dozvoljeno sleganje npr. u blizini rezervoara. Kako se objekti vodovoda i kanalizacije izvode u gradskim uslovima, tu se često susrećemo sa tim problemima.

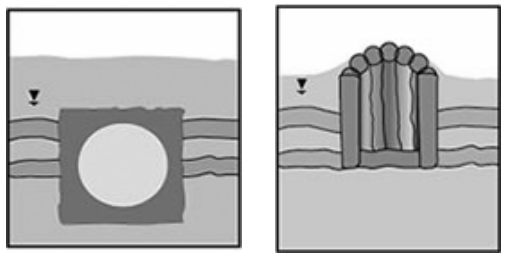
Velika prednost ove metode je što efikasno omogućava primenu pri produbljivanju postojećih objekata, podzemnih delova crpnih stanica kao i ostalih podzemnih konstrukcija. Injektiranje bi se vršilo sa površine terena direktno ispod postojećih temelja.



Slika 3. Podgradnja postojećeg objekta za potrebe izvođenja dubokog iskopa u blizini postojećeg objekta

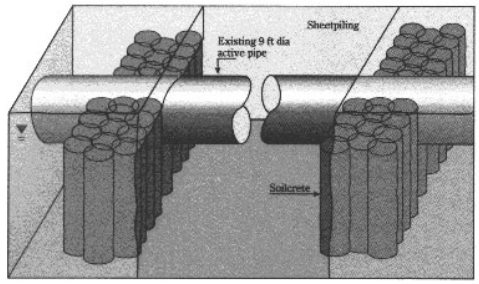
Pri klasičnom pobijanju metalnih podgrada dolazi do rastresanja tla i mogućeg ugrožavanja okolnih objekata. Izvođenje mlaznog injektiranja ne izaziva značajne vibracije, pa je praktično za primenu u gradskim uslovima u kojima se najčešće izvode objekti vodovoda i kanalizacije. Efikasno se može koristiti i kada je ograničen i skučen radni prostor.

Metoda mlaznog injektiranja je pogodna za zaštitu iskopa kod izvođenja kolektora i tunela, naročito u nekoheretnom tlu. Zaštita iskopa se može ostvariti sa vertikalnim, horizontalnom ili kombinovanim bušenjem. Nakon izrade kolona pristupa se iskopu, pa izradi sekundarne obloge najčešće od prskanog betona.



Slika 4. Osiguranje iskopa tunela horizontalnim i vertikalnim mlazno injektiranim valjcima

Još jedna primena ove metode je zaštita postojećih cevi vodovoda i kanalizacije pri izradi iskopa u blizini instalacija.



Slika 5. Zaštita cevi pri izvođenju dubokog iskopa u blizini cevi

Mlazno injektiranje se uspešno koristi u svetu (Americi, Francuskoj, Italiji, Rusiji, itd.), kao i u našem okruženju u Sloveniji i Hrvatskoj. Firma "Novkol" je nabavila mašinu za izvođenje mlaznog injektiranja, tako da primena Jet Grouding počinje i kod nas.

LITERATURA

[1] A.L.Bell: "Jet Grouting", Ground Improvement edited by M.P. Moseley, Blackie Academic & Professional, Boca Raton, FL, 1993, pp. 149 - 174

[2] D.Čorko, D.Kovačić: "Mlazno injektiranje - prikaz tehnologije i primjene mlaznog injektiranja", Conex preduzeće za projektovanje i građenje, Zagreb, 1997. godine, 1-98 str.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Marjan Levajkovski[1], Mirjana Dalanović[2], Goce Prangovski[3]

ELABORAT ZA PREDHODNI ISTRAŽNI RAD ZA BETONE ZA OBJEKAT HEC "SVETA PETKA"

Rezime:

Sa ciljom da se pripremi kvalitetna receptura za proizvodnju betona kojim će se izgraditi telo brane HEC "Sveta Petka" locirana na reci Treska, 5,9 km uzvodno od HEC "Matka", izrađena je obemna studija predhodnih laboratoriskih ispitivanja betona i njegovih komponenata. Izrađen je opsežan elaborat sa svim potrebnim parametrima. Izrađene su ukupno 17 mešavine od kojih je izabrana najoptimalna receptura sa definiranim tipom cement, specijalno proizvedenim sa niskotermičkih karakteristika u količini od 260kg/m^3, agregat sa 6 frakcija sa maksimalnim zrnom $D_{max.=}$100mm i plastifikator "Superfluid M1" 1% i vodocementni faktor v/c=0,57.

Ključne reči: receptura, beton, laboratorijska ispitivanja, HEC "Sveta Petka".

A REPORT THE PREVIOUS EXPLATORY WORK OF CONCRETR FOR THE STRUCTURE HPP "SVETA PETKA"

Summary:

In order to prepare a qualitative prescription for producing concrete with which the bodi of the dam "Sveta Petka", being located at the river Treska, 5,9 km upstream os the HPP "Matka", will be built, an extensive study was done on the basis of the previous laboratory examinations of concrete and its components. An extensive Report was prepared with all the necessary parameters.17 mixtures total were made of eich, the most optimal prescription was selected with the defined type of cement with specially produced low thermal characteristics with the quantity of 260 kg/m3, aggregate with 6 fr. with Dmax=100mm, plastizer 1% and factor v/c=0,57.

Key words: concrete mix design, laboratory examinations, HPP "Sveta Petka".

[1]dipl.inž.građ., Zamenik Generalnog Directora za materijale, Građevinski Institut "Makedonija", Skoplje
[2]dipl.inž.građ., Samostalan inženjer, Građevinski Institut "Makedonija", Skoplje
[3]dipl.inž.građ., Samostalan inženjer, Građevinski Institut "Makedonija", Skoplje

1 UVOD

Na bazi ugovora između AD "ELEM"- Skopje kao Naručioc poslova i Građevinski Institut "Makedonija" AD Skopje kao Izvršioc, urađeni su predhodni laboratoriski istražni radovi za betone za izgradnju betonske brane HEC "Sveta Petka". Geometrija pregradnog mesta je približno simetričan presek profila sa rastojanje bregova na koti krune brane (364 mnv) od 118 m, a pri dnu nivoa reke (318 mnv), cca.15m`. Brana je lučno kupolna sa dvojnom krivinom i maksimaknom visinom od 60 m, maksimalnom debljinom stope 10m i ukupnom predviđenom količinom betona 27497 m^3.

Osnovni projektni zahtevi su MB 30 hidrotehnički beton, čvrstoća zatezanja pri savijanju na 90 dana starosti treba da bude 4,5 MPa, vodonepropustljivost V-8, otpornost na dejstvu mraza M-100, cement sa niskom hidratacionom toplinom manja od 56 cal/gr (234,3 J/g) posle 7 dana, u količini od 225-260 kg/m^3. Kvalitet betona na kupoli brane se dokazuje sa ispitivanjem reoloških osobina i posebna svojstva.

Izrađen je opsežan Elaborat sa svim potrebnim parametrima. Izrađeni su ukupno 17 betonskih mešavina i izabrana je optimalna receptura sa definiranim niskotermičnim cementom u količini od 260 kg/m^3, agregat sa 6 frakcija i maksimalno zrno Dmax=100 mm, vodocementni faktor 0,57 i plastifikator (Superfluid M1 1%).

Sa ovim elaboratom Investitor je dobio dovoljan broj relevantnih podataka za izgradnju brane, sa tim da treba detaljnie da se razradi tehnologija pripreme i ugrađivanje betona da ne dođe do segregacije i raslojivanje betona pri ugradnji i kompaktiranja.

2 FAZE ISPITIVANJA

2.1 PRVA FAZA

U prvoj fazi izvršena su predhodna ispitivanja na predložene komponente za proizvodnju betona u skladu sa tehničkim zahteva i našu standardnu regulativu. Ispitivanje tehničkog kamena za proizvodnju agregata za beton obuhvata kamenolome "Banjani", "Krasta" i "Brazda". Uzeti su uzorci od nekoliko etaža i ispitane su fizičko-mehaničke karakteristike, hemiski štetne sastojke, koeficient linearno termičkog širenja i mineraloško petrografska ispitivanja sa hemiskom analizom. Kameni agregat proizveden u svakom od gore navedenih kamenoloma, kao komponentan materijal u betonskoj mešavini, podeljen je u šest frakcija (0-4mm,4-8mm,8-16mm,16-32mm,32-63mm i 63-100mm) u skladu sa MKS B.B2 009 i MKS B.B2 010 i ispitan u obimu fizičko-mehaničkih karakteristika i granulometriskog sastava.

Nakon završetka ispitivanja tehničkog kamena, zaključeno je da sva tri determinirana kamenoloma zadovoljavaju uslove za kvalitet agregata za proizvodnju betona prema važećim standardima. Selektivnim pristupom izabran je kamenolom "Brazda" sa jakosnim karakteristikama materijala od 126,5 MPa do 153,8 MPa kao i dobre fizičko-mehaničkim karakteristika. Koeficient linearno termičkog širenja za odabran kamen iz kamenoloma "Brazda" je $7{,}75 \cdot 10^{6} \cdot {}^{o}C^{-1}$, odnosno toplotno širenje od 0,620 mm/m koje je najbliže koeficijentu za linearno termičko širenje betona koji iznosi $7{,}17 \cdot 10^{6} \cdot {}^{o}C^{-1}$ i toplotno širenje od

0,574 mm/m, čime se smanjuje rizik od neujednačenosti sprega ovih dva različitih materijala i potvrđuje izbor kamenoloma koji i po petrogtafskom determinacijom pretstavlja jako mermerizovan krečnjak ili kalcitski mermer sa mnogo malim procentima štetnih sastojka kao što su glinovite materije, sericit i limonit.
U sledečoj tabeli 1 dati su jakosne karakteristike tehničkog kamena

Tabela 1 - Jakosne karakteristike tehničkog kamena

		Kamenolom Banjani	Kamenolom Krasta	Kamenolom Brazda
Čvrstoća pri pritisak	Suvo	121.80 MPa	142.02 MPa	145.00 MPa
	Vodozasičeno	113.57 MPa	130.60 MPa	136.10 MPa
Posle mraza		102.87 MPa	124.97 MPa	114.50 MPa
Los Angeles		26.6 %	24.0%	18.8 %
Habenje		$17.6sm^3/50sm^2$	$13.33sm^3/50sm^2$	$12.7sm^3/50sm^2$
Koeficijent termičkog širenja		$90 \cdot 10^6 \cdot {}^oC^{-1}$	$3.66 \cdot 10^6 \cdot {}^oC^{-1}$	$7.75 \cdot 10^6 \cdot {}^oC^{-1}$

Tabela 2 - Fizičko-mehaničke karakteristike agregata

	Kamenolom Banjani	Kamenolom Krasta	Kamenolom Brazda	Kriterijum
Postojanost mraza	0.16-1.05 %	0.165-1.0%	0.22-0.82%	max.=12%
Vodoupijanje	0.13-1.0 %	0.21-1.16%	0.12-0.85%	max.=1.5%
Koeficijent La	A=25.20 B=22.30 E=25.60	A=22.10 B=20.40 E=23.20	B=17.0	max.=30.35
Modul zrnetosti	3.229	3.322	3.158	

Ispitivanja cementa specijalno proizvedeng za ovu namenu su radjena na uzorcima sa različitom finoćom mliva (meljiva) pri čemu je izabran cement sa niskom hidratacionom toplinom i većom finćom (ostatak na sito 0.09 mm do 3.0 %) kao pucolanski sa nomenklaturom P35p35b prema MKS B.C1.011 i CEM IV/A-P 32.5N prema EN 196.

Urađena su ispitivanja na tri alternativna uzorka u ovlašćenoj institucii za atestiranje cementa, pri čemu su napravljena paralelna ispitivanja prema MKS B.C1.011 i ostalim pratećim makedonskim standardima kao i prema EN 196 i EN 197.

Ispitivanje hidratacione topline urađeno je u VDZ Institutu u Dieseldorf-Nemačka prema EN 196-8 i EN 196-9 na dve probe od istog cementa pri čemu su dobijene vrednosti manje od maksimalno dozvoljenu u projektnom zahtevu.

U prvoj fazi su napravljene tri analize vode za pripremljanje betona od reke Treske pri čemu je utvrđeno da ista odgovara propisanim kriterijumima. Isto tako napravljene su tri analize vode kao sredina za egzistiranje betona i utvrđeno je da ista nije agresivna.

Izvršeno je i ispitivanje aditiva za izradu betona, proizvod firme ADING Skoplje i to: Plastifikator “Superfluid M1”, aerant sa oznakom “Poročinitelj” i hemiski dodatak za odlaganje hidratacije “Usporivač D2”. Isti zadovoljavaju karakteristike utvrđene od proizvođača za koje se redovno obavlja kontrola proizvodnje i vrši atestiranje spomenutih proizvoda.

2.2 DRUGA FAZA

Druga faza obuhvata izradu i ispitivanje mostri od laboratoriskog betona, sve do momenta izbora najoptimalnije recepture.

Usvajanje optimalne betonske mešavine je urađeno posle analize svih dobijenih rezultata nakon završetka opsežnih laboratoriskih ispitivanja.
Izrađene su laboratoriske probe sa usvojenim granulometriskim sastavom pojedinačno za svaki kameni agregat od tri prethodno navedena lokaliteta u kombinaciji sa dva tipa cementa sa niskom hidratacionom toplotom i promenljivom finoću meljave.

Granulometriski sastav za predložene agregate ukomponovan sa određenim učestvom šest nazivnih frakcija uglavnom imaju dobro uklopljenu procentualnu zastupljenost i dobro se uklapaju u odabrane granične linije. Presudno za izbor agregata su njegove mehaničke karakteristike, pogodan oblik zrna, povoljan mineraloško petrografski sastav kamena od kojeg je proizveden agregat, poroznost i gustina, izbegnuto eventualno nepovoljno prisustvo hemiskih štetnih materija, koeficijenat termičke dilatacije koja treba da bude bliža koeficientu termičke dilatacije koju ima cementni kamen kako bi se ostvarila termička kompatibilnost.

Obradljivost mešavina pripremljena sa različitim tipovima odabranih agregata je mnogo bitna karakteristika, koja je znatno uticala za izbor agregata. Selektirani (odabrani) agregati imaju dobra obradljivost bez pojave segregacije, nema izdvajanje vode, ni pojava grupiranja krupnih zrna.

Mehaničke osobine odabrane mešavine pripremljene sa agregatom proizvedenog u kamenolomu Brazda, cementom niske hidratacione topline i veće finoće mliva sa količinom od 260 kg/m^3 i upotrebom dotatka “Superfluid M1” u količini od 1% dali su rezultate koji zadovoljavaju zahtev za postizanje nominalne marke betona i ista je prihvaćena kao optimalna za izradu telo brane “Sveta Petka”.

Proektirane su ukupno 17 betonskih mešavina sa izradom laboratorijskih betona sa korišćenjem različitih agregata i pri tome ispitana svojstva svežeg betona kao i jakosne karakteristike očvrslog betona starosti od jedan do devedeset dana.

2.2 TREĆA FAZA

U trećoj fazi izrađena su betonska probna tela sa usvojenom betonskom mešavinom u raznim oblicima i dimenzijama za ispitivanje posebnih karakteristika betona starosti do 270 dana.

Granulometriska kriva za beton je projektovana sa kontinualnim granulometriskim sastavom pri čemu je Dmax.=100 mm. Projektovanje sveže betonske mase je izvršeno vodeći račun da se postigne što kompaktniji beton sa manje pora i šupljina, pazeći odnos frakcija u betonskoj mešavini da bude tako ukomponovan da bi omogućio zadovoljavanje svih tehničkih zahteva, a u isto vreme cementna pasta i sitan agregat da ispune šupljine formirane od krupnog agregata, ne zanemarujući i ekonomski efekt od procentualnog učešća frakcije i ostalih komponenta u mešavini.

Konzistencija betonske mešavine je plastična do kruta pri čemu procent uvučenog vazduha je 1.4 %. Uobičajeno je da radi veličine maksimalnog zrna, mešavina projavi sklonost

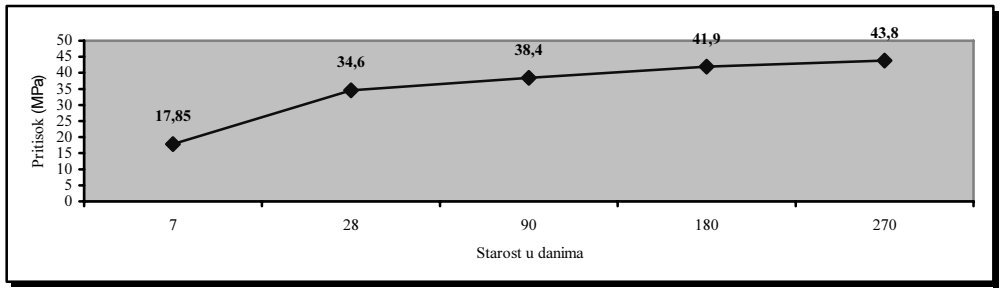
segregaciji, koja pojava je izbegnuta u ovom slučaju projektovanjem betonke mešavinu od kompaktnog betona.

Zapreminska masa probnih tela je sa malim varijacijama i to γ_b=2462-2533 kg/m^3 ili srednje γ_b=2502 kg/m^3.

Probna tela su izrađena u odgovarajuće kalupe na maksimalno zrno agregata sa dimenzijama 30/30/30 cm za jakost na pritisak i 30/30/90 cm za jakost na zateganje pri savijanju.

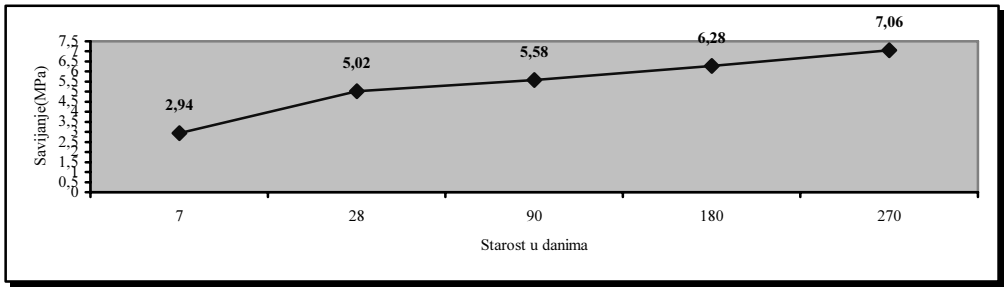
Od analize rezultata ispitanih tela može da se sublimira sledeće:

-Merodavna cvrstoća pri pritisku na 90 dana starosti iznosi 38,4 MPa što je i optimalna vrednost za laboratoriske betone u odnosu na traženi kriterijum za MB 30 +8 MPa, prema članu 29 od PBAB 87`. Tela starosti od 28 dana postigla su 90,1% od merodavne vrednosti, gde je prirast do 180 dana 9,1% a prirast do 270 dana 14%.



Grafik 1-Grafički prikaz čvrstoče betona na pritisak

-Čvrstoča betona pri zatezanju sa 90 dana starosti je 5,58 MPa što u odnos cvrstoča pritiska je 1/6,88. Probna tela starosti od 28 dana postigli su 89,8% a prirast do 180 dana je 12,3% odnosno prirast do 270 dana je 26,3%.



Grafik 2-Grafički prikaz čvrstoče betona pri zatezanju savijanjem

-Čvrstoća pri zatezanju cepanjem betona sa 90 dana starosti je 1,94 MPa ili 1/19,8 od vrednosti cvrstoće na pritisak. Probna tela starosti od 28 dana postigli su 94,3% od vrednosti, gde je prirast do 180 dana 4,6% a prirast do 270 dana je 13,4%.

-Čvrstoća na smicanje na 90 dana starosti iznosi 8,12 MPa ili 1/4,7 od vrednosti cvrstoće na pritisak. Probna betonska tela starosti od 28 dana postigla su 96,7%, prirast do 180 dana je 4,7% i prirast do 270 dana je 9,6%.

-Maksimalne deformacije od skupljanja betona na 90 dana starosti iznosi 0,148 mm/m`.

-Maksimalna vrednost temperature hidratacije betona (adijabatskih promena) ispitana na termo blokove je dobijena posle 102 sata i 45 min. od momenta ugrađivanja betona i iznosi 27,2 ^{o}C na sondi 1 do 29,4^{o}C na sondi broj 8, što je prirast temperature od 18,4^{o}C od temperature svežo ugrađenog betona.

-Maksimalan prodor vode pri ispitivanju vodonepropustljivosti betona marke V-6 na 90 dana starosti je 25 mm, a pri ispitivanju marke V-8 na 28 dana starosti iznosi 44 mm i marke V-12 je 55 mm šta znači da nema prodor vode na vodeni pritisak kroz betonska tela i uslov za V-12 vodonepropustljivosti je zadovoljen.

Tabela 3-Vodonepropustljivost betona.

OZN.	MB (MPa)	VOLUMENSKA MASA		PROCENT UPIJENE VODE [%]	ČVRSTOĆA PRITISKA [MPa]	KOLIČINE UPIJENE VODE [g]	PRODOR VODE [mm]
		VODOZASIĆENIH TELA [kg/m^3]	SUVIH TELA [kg/m^3]				
1	2	3	4	5	6	7	8
VDP 1	30	2485	2481	0.16	**36,3**	30	15
VDP 2	30	2456	2450	0.24	**43,1**	50	20
VDP 3	30	2456	2450	0.24	**43,8**	50	30
VDP 4	30	2444	2438	0.24	**44,4**	10	25
VDP 5	30	2478	2475	0.12	**45,6**	20	20
VDP 6	30	2469	2463	0.24	**42,5**	50	25

-Otpornosti betona na mraz do 100 ciklusa smrzavanja i odmrzavanja ispitani je na dve serije i iznosi 89 % u odnos na etalone, što je iznad 75% u odnosu na propisani minimum. Ispitivanje druge serije do 150 ciklusa starosti od 90 dana daje još bolje rezultate.

Tabela 4-Otpornost prema dejstvu mraza

PROEKTIRANA MARKA BETONA MKS U.M1.016									
RED.BR.	OZNAKA TELA	LAB.BR.	MB (MPa)	VOLUMENSKA MASA PRE SMRZAVANJA	VOLUMENSKA MASA POSLE SMRZAVANJA	VODO UPIJANJE (%)	ČVRSTOĆA PRITISKA (MPa)	PROSEČNA ČVRSTOĆA PRITISKA (MPa)	ODSTUPANJE ČVRSTOĆE PRITISKA
ETALONI ZA MARKU BETONA									
1	**Eo**	M1	30	2489	/	/	36.9	39.2	/
2		M2		2430	/	/	43.2		
3		M3		2474	/	/	37.6		
ETALONE MARKE BETONA PREMA DEJSTVU MRAZA M 50									
4	**E50**	M4	30	2470	2486	0.62	41.3	41.0	/
5		M5		2507	2518	0.44	40.6		
6		M6		2501	2516	0.59	41.0		
MARKA OTPORNOSTI BETONA PREMA DEJSTVU MRAZA M 50									
7	**M50**	M7	30	2570	2486	0.62	40.3	39.4	0.96
8		M8		2511	2528	0.65	39.4		
9		M9		2450	2464	0.58	38.4		
ETALONE MARKE BETONA PREMA DEJSTVU MRAZA M 100									
10	**E100**	M10	30	2458	2480	0.89	37.9	38.6	
11		M11		2506	2518	0.47	35.5		
12		M12		2511	2520	0.35	42.5		
MARKA OTPORNOSTI BETONA PREMA DEJSTVU MRAZA M 100									
13	**M100**	M13	30	2490	2498	0.32	36.0	38.0	0.98
14		M14		2482	2492	0.40	39.0		
15		M15		2498	2536	1.50	39.0		
ETALONI MARKE BETONA PREMA DEJSTVU MRAZA M 150									
16	**E150**	M16	30	2489	2511	0.88	36.2	38.1	
17		M17		2495	2506	0.44	39.7		
18		M18		2477	2495	0.72	38.5		
MARKA OTPORNOSTI BETONA PREMA DEJSTVU MRAZA M 150									
19	**M150**	M19	30	2472	2483	0.44	36.0	37.2	0.97
20		M20		2470	2496	1.05	38.8		
21		M21		2486	2503	0.68	36.9		

-Otpornosti habanju je ispitana na dve serije starosti od 90 dana gde na prvoj seriji iznosi 29,68 $cm^3/50\ cm^2$ a na drugoj seriji iznosi 30,75 $cm^3/50\ sm^2$, što je na granici iskustveno usvojenog minimuma od 30-35 $sm^3/50\ sm^2$ za klasičan betom MB 30.

-Ispitivanja statičkog modula elastičnosti izvršeno je na 3 probna tela starosti od 28 dana pri čemu su dobijeni rezultati od 39,5 GPa do 49,1 GPa.

-Koeficijenat linearno termičkog širenja betona iznosi $7,17 \cdot 10^6 \cdot {}^oC^{-1}$ što korespondira sa dobijenim vrednostima o kamenu.

-Dinamička ispitivanja betona rađena su pomoću ultrazvuka na tri serije po tri merenja, pri čemu su dobijeni moduli od 38,037 MPa do 40,598 MPa i Poasonof koeficient od 0,157 do 0,159.

-Ispitivanje kapaciteta dilatacije na betonu pri lom je nestandardno ispitivanje ali izrađeno na tri prizme sa dimenzijama 120/120/360 mm pri ispitivanju ćvrstoče zatezanja na savijanje. Registrovana je deformacija koja se pojavljuje na suprotnoj strani od nanošenja tovara pri čemu su korišćene merne trake KS 120 A1-11 proizvedene od KYOWA i merni instrument Hugenberger za opredeljivanje dilatacije pri naprezanju. Nanošenje sila do loma tela je izvršeno sa brzinom od 0,4 kN/min. a otčitavanje dilatacije je u granici nanete sile od 3 kN i na svaki kN do loma. Dobijena sila loma je od 16,3 KN do 26,0 KN, a dobijena naprezanja pri lomu od 1,16 do 1,53% koja do nastanka loma imaju približno linearne zavisnosti naprezanja i dilatacije.

3 ZAKLJUČAK

Analizom svih dobijenih rezultata posebno u trećoj fazi ispitivanja možemo zaključiti da laboratorijski proizveden beton sa izabranom recepturom zadovoljava sve projektne uslove čime potvrđujemo usvojenu recepturu i predlažemo upotrebu iste pri izgradnji tela brane sa ledećim preporukama:

-Sastavne komponente za proizvodnju betona da ostanu nepromenjene u odnosu na predhodne ispitane i iste redovno da se kontroliraju i atestiraju, a posebnu pažnju da se obrati kontroli cementa koji će se specijalno proizvoditi za ovu namenu, njegove sastavne komponente sa maksimum 30% pucolana (opalska breča) i njegove niskotermalne osobine.

-Sitan agregat može biti podeljen u dve podfrakcije (0-2mm i 2-4mm) kako bi se izbegla segregacija i raslojavanje betona. Proizvodnja betona da se obavlja u betonskom postrojenju sa automatskom kontrolom na samoj lokacii. Optimalno organizovanje transporta sa ugradnjom (kompaktiranje) betona u objekt sa obaveznim korišćenjem rezervne betonske baze.

-Da se sprovede nega betona i registrira hidrataciona toplina u teku sazrevanja betona.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Златко Зафировски[1], *Дарко Мославац*[2], *Милорад Јовановски*[3]

ДИМЕНЗИОНИСАЊЕ ФИНАЛНЕ БЕТОНСКЕ ОБЛОГЕ ТУНЕЛА КРАСТА

Резиме

Пројектовањем новог аутопута Куманово-Крива Паланка, у једном делу трасе предвиђено је и тунелско решење, а с обзиром да је реч о аутопуту неопходна је израда два тунела. Тунел на путном правцу Крива Паланка-Куманово је на стационажи од 0+483,92 до 0+757,95, а на правцу Куманово-Крива Паланка налази се од стационаже 0+502,73 до 0+744,04. Оба тунела су са подужним нагибом од 4% и попречним нагибом од 3%. Ширина коловозне траке је 2x3,85 m и ивичне траке са обе стране 2x1,00 m. За анализу напонско-деформационог стања стенске масе, примарне облоге од прсканог бетона, анкера и ремената, као и финалне бетонске облоге, коришћен је метод коначних елемената, који је инкорпорисан у софтверском пакету **PHASE 2**.

Кључне речи: тунел, МКЕ, напонско-деформационо стање, PHASE 2

DIMENSIONING OF THE FINAL CONCRETE LININIG FOR THE TUNNEL "KRASTA"

Summary

With the design of the new motorway Kumanovo – Kriva Palanka, a tunnel solution is proposed for one part of the road. Hence it is a highway, two tunnels will be built. Tunnel on the road direction Kriva Palanka – Kumanovo is from km 0+483,92 to 0+757,95, while on the direction Kumanovo – Kriva Palanka is from km 0+502,73 to 0+744,04. Both tunnels are with longitudinal inclination of 4% and cross-fall of 3%. The width of the carriage way is 2x3,85 m and edge strips on both sides with width of 2x1,00 m. For analysis of the stress-strain condition of the rock mass, of the primary lining of sprayed concrete, anchores and steel structure, as well as of the final concrete lining, the Finite Element Method is used, incorporated in the software package **PHASE 2**.

Key words: tunnel, FEM, stress-strain condition, PHASE 2

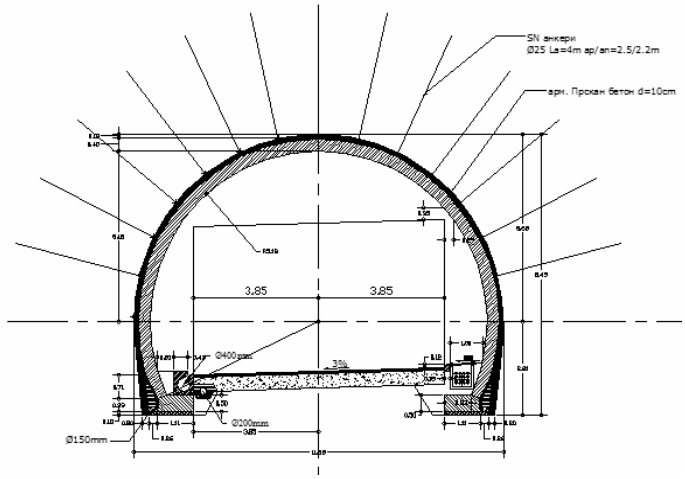
[1] Асистент, Универзитет „Св. Кирил и Методиј", Грађевински факултет - Скопље, Македонија; zafirovski@gf.ukim.edu.mk

[2] Доцент д-р, Универзитет „Св. Кирил и Методиј", Грађевински факултет - Скопље, Македонија; moslavac@gf.ukim.edu.mk

[3] Ванр.проф.д-р, Универзитет „Св. Кирил и Методиј", Грађевински факултет - Скопље, Македонија; jovanovski@gf.ukim.edu.mk

1 УВОД

Разматрани тунел састоји се од две тунелске цеви које су постављене на међусобном осовинском размаку од 31 m, колико приближно износи три дијаметара тунела. Промена примарног стања напона на оволикој даљини због ископа једне тунелске цеви износи једва 5 %, па самим тим две тунелске цеви се могу разматрати независно једна од друге. Светли профил тунелске цеви је изабран тако да се кроз њега проведу две коловозне траке ширине 2x3.85 m и две пешачке стазе ширине 2x1.0 m. Примарна тунелска облога служи за обезбеђивање стабилности тунелског ископа и она се генерално састоји од армираног прсканог бетона, анкера и ремената. Димензије појединих делова примарне тунелске облоге су изабране у зависности од параметара чврстоће, деформабилности и структуре стенске масе. Предвиђено је да се финална бетонска облога изради од шалованог армираног бетона дебљине d=40 cm. Максимална ширина тунелског ископа износи B≈11.3 m, док је максимална висина H_{max}≈8.5 m. Карактеристичан пресек тунела је приказан на слици 1-1.



Слика 1-1 Геометрија карактеристичног попречног пресека тунела

2 ПРОЦЕЊЕНИ ПАРАМЕТРИ ЧВРСТОЋЕ И ДЕФОРМАБИЛНОСТИ СТЕНСКЕ МАСЕ ДУЖ ТУНЕЛА

Дуж обе тунелске цеви могу се издвојити неколико зона мермерних стена различите испуцалости и чврстоће. Мермери су углавном банковити до масивни.

Такође, издвојене су квазихомогене зоне у које стене имају сличне вредности анализираних параметара. Процена параметара чврстоће и деформабилности стенске масе урађено је коришћењем софтвера RocLab (www.rocscience.com).

3 ОПТЕРЕЋЕЊА

У анализама стабилности тунелских ископа предпостављено је да је цело оптерећење властите тежине надслоја стене прихваћено од стране примарне подграде која се састоји од армираног прсканог бетона, анкера и ремената, а такође је предпостављено и да ће ископ бити комплетно стабилизован уградњом примарне подграде, што значи да ће се извршити све деформације околне стенске масе. Одмах након уградње финалне бетонске облоге, она је оптерећена једино од властите тежине, а у току експлоатације иста ће примати додатна оптерећења (инјектирање, температурне промене, земљотрес).
Доленаведена оптерећења са својим интензитетом су узета у обзир у анализама:

- Властита тежина стенског материјала са максималним надслојем Hn=45m (Hn=26m у раседној зони) и запреминска тежина у сувом стању γ=26.2 KN/m^3;
- Властита тежина прсканог бетона (d=10, d=15 cm) и властита тежина финалне бетонске облоге (d=40 cm) (γ=25 kN/m^3);
- Инјектовање у калоти са инјекционим притиском Pi=2 bar (200 kN/m^2);
- Температурне промене финалне бетонске облоге (Δt=15^0 C);
- Утицај земљотреса са хоризонталним убрзањем a_h=0.25g и вертикалним убрзањем $a_v=(a_h/2)= \pm 0.125g$

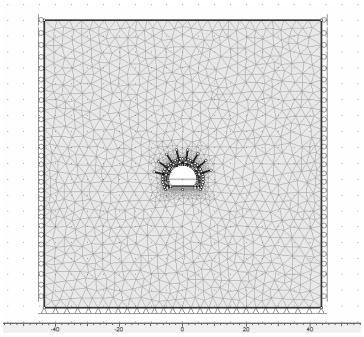
4 НУМЕРИЧКО МОДЕЛИРАЊЕ

За анализу напонско-деформационог стања стенске масе, примарне облоге од прсканог бетона, анкера и ремената, као и финалне бетонске облоге, коришћен је метод коначних елемената, који је инкорпорисан у софтверском пакету PHASE 2 развијен у ROCSCIENCE Inc. Canada (www.rocscience.com).

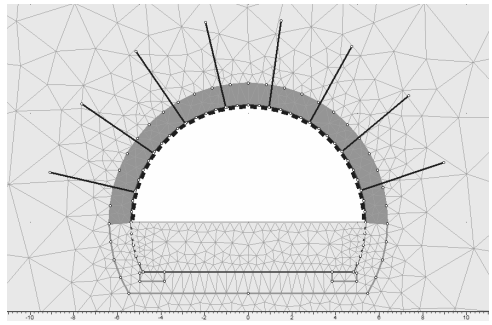
Стенски материјал је моделиран коришћењем троугаоних коначних елемената еласто-пластичног понашања и конститутивног модела Hoek&Brown (критеријум лома), док су за моделирање примарне подграде (прскани бетон, анкери, ременате) и финалне бетонске облоге тунела коришћени гредни елементи еластичног понашања. Гранични услови нумеричког модела су:

- Слободна хоризонтална и вертикална померања горње ивице модела
- Спречена хоризонтална и слободна вертикална померања леве и десне стране модела
- Спречена хоризонтална и вертикална померања доње ивице модела.

На слици 4-1 је дат нумерички модел (за случај максималног надслоја Hn=45m), који се састоји од 3253 троугаона елемента и обухвата континуум од 5D лево, десно и испод тунелског отвора.



Слика 4-1 Нумерички модел



Слика 4-2 Зумирани део нумеричког модела приликом ископа и уградње примарне подграде у калоти тунела

5 ВРЕМЕНСКИ КОРАЦИ У АНАЛИЗИ И УЛАЗНИ ПАРАМЕТРИ

Анализа ископа тунела, уградње примарне подграде (прскани бетон, анкери итд), израда финалне бетонске облоге и наношење различитих оптерећења је урађено у 5 временских корака:

- (1) Примарно стање напона;
- (2) Ископ и уградња примарне подграде у калоти тунела;
- (3) Ископ и уградња примарне подграде у штросе тунела;
- (4) Бетонирање финалне облоге;
- (5) Земљотрес са убрзањем (a_h=0.2g, a_v=±0.125g).

6 НАПОНСКО СТАЊЕ У ФИНАЛНОЈ БЕТОНСКОЈ ОБЛОЗИ

Финална бетонска облога биће димензионисана користећи основне принципе "Нове Аустријске Тунелске Методе" (НАТМ), сагласно којима примарна подграда прима сва оптерећења од властите тежине надслоја, а финална бетонска облога прима остала оптерећења у фази експлоатације тунела: властиту тежину облоге, земљотрес, опрему у тунелу, инјектирање, температурне промене итд. Прорачуни утицаја ових оптерећења на финалну бетонску облогу дати су даље у раду.

6.1 НАПОНСКО СТАЊЕ ФИНАЛНЕ БЕТОНСКЕ ОБЛОГЕ ЗБОГ УТИЦАЈА ВЛАСТИТЕ ТЕЖИНЕ

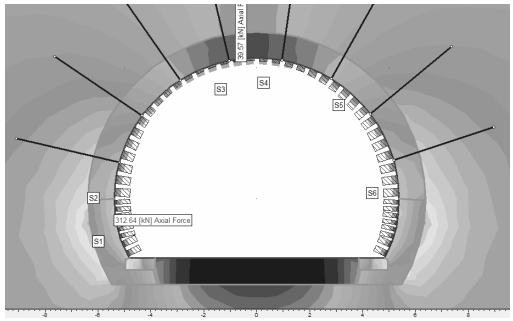
У овој фази јављају се мале аксијалне силе у облози.

Табела 6-1 Статичке величине и напони од властите тежине облоге

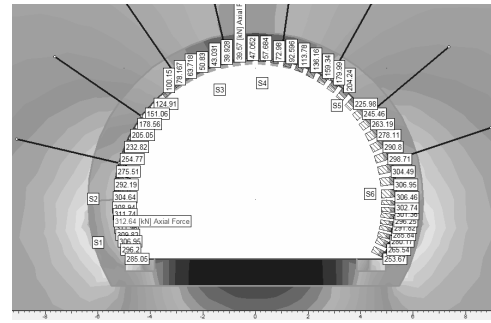
Section	d(m)	A(m2)	W(m3)	N(KN)	M(KNm)	σ1(KN/m2)	σ2(KN/m2)
1	0.4	0.4	2.67E-02	22	0	55	55
2	0.4	0.4	2.67E-02	18	0	45	45
3	0.4	0.4	2.67E-02	5	0	12.5	12.5
4	0.4	0.4	2.67E-02	1	0	2.5	2.5
5	0.4	0.4	2.67E-02	5	0	12.5	12.5
6	0.4	0.4	2.67E-02	18	0	45	45

6.2 НАПОНСКО СТАЊЕ ФИНАЛНЕ БЕТОНСКЕ ОБЛОГЕ УСЛЕД УТИЦАЈА ЗЕМЉОТРЕСА

На сликама 6-1 и 6-2 приказане су статичке величине (N, M) у финалној бетонској облози од утицаја земљотреса са земљаним убрзањем a_h=0.25g и a_v=±0.125g (фаза-5), при чему су анализирана два најнеповољнија пресека дуж тунелских цеви: *пресек са максималним надслојем Hn_{max}=45m, и пресек у раседној зони.*



Слика 6-1 Максималне аксијалне силе у финалној бетонској облози од земљотреса у зони са највећим надслојем



Слика 6-2 Аксијалне силе у карактер. пресецима финалне облоге од утицаја земљотреса

Сви пресеци су притиснути и напони су мањи од дозвољених напона притиска при савијању за МБ30 (σ_{doz}=12000 kN/m^2). Упоређењем табела 6-2 и 6-3 може се видети да се неповољнији утицаји земљотреса на финалну бетонску облогу јављају у раседној зони.

Табела 6-2 Напони у финалној бетонској облози од утицаја земљотреса (максимални надслој)

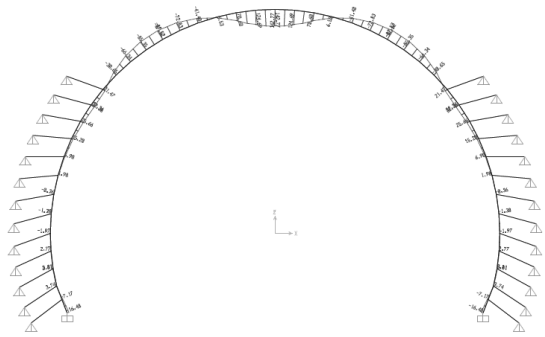
Section	d(m)	A(m2)	W(m3)	N(KN)	M(KNm)	σ1(KN/m2)	σ2(KN/m2)
1	0.4	0.4	2.67E-02	310	-3.8	632.6779026	917.3220974
2	0.4	0.4	2.67E-02	305	-1.9	691.3389513	833.6610487
3	0.4	0.4	2.67E-02	50	1.5	181.1797753	68.82022472
4	0.4	0.4	2.67E-02	57	1.2	187.4438202	97.55617978
5	0.4	0.4	2.67E-02	204	-0.5	491.2734082	528.7265918
6	0.4	0.4	2.67E-02	307	-1.3	718.8108614	816.1891386

Табела 6-3 Нормални напони у карактеристичним пресецима финалне бетонске облоге од утицаја земљотреса у раседној зони

Section	d(m)	A(m2)	W(m3)	N(KN)	M(KNm)	σ1(KN/ m2)	σ2(KN/ m2)
1	0.4	0.4	2.67E-02	362	-14.7	354.4382022	1455.561798
2	0.4	0.4	2.67E-02	359	-6.5	654.0543071	1140.945693
3	0.4	0.4	2.67E-02	138	8	644.6254682	45.37453184
4	0.4	0.4	2.67E-02	243	3.8	749.8220974	465.1779026
5	0.4	0.4	2.67E-02	450	-6	900.2808989	1349.719101
6	0.4	0.4	2.67E-02	429	-3.8	930.1779026	1214.822097

6.3 СТАТИЧКЕ ВЕЛИЧИНЕ И НАПОНИ У ФИНАЛНОЈ БЕТОНСКОЈ ОБЛОЗИ У ФАЗИ ИЊЕКТИРАЊА

Након завршетка бетонирања финалне облоге, предлаже се контакно инјектирање у круни тунела због попуњавања евентуалног празног простора између облоге и суседне стенске масе. Величина инјекционог притиска треба бити Pi=2 bar. Прорачун за утицај инјектирања је направљен коришћењем програма SAP2000, моделирајући облогу са гредним елементима, а узајамна сарадња са суседном стенском масом и бетонском облогом је моделирана еластичним ослањањем облоге на фиктивним штаповима. Притом, оптерећење је узето да делује као равномерно распредељено лево и десно од круне тунела по један метар са интензитетом 200 kN/m^2.



Слика 6-3 Моменти савијања у финалној бетонској облози у фази инјектирања

Прорачун површине фиктивних штапова је урађен применом принципа Winkler-ове теорије и познатих једначина из теорије еластичности о деформацијама еластичних штапова. У прилогу је прорачун површине за случај дужине фиктивних штапова L_f=1.0 m, постављених на међусобном растојању од 0.5 m:

D=3800.000 kPa; μ = 0.24; R = 5.80 m; Eb= 3e7 KN/m^2; Ab=0.5m·1.0m=0.5m^2; L_f=1.0m

$$K = \frac{E_{st}}{R \cdot (1 - \mu_{st})} = \frac{3800000}{5.8 \cdot (1 - 0.24)} = 862069 \cong 860000 \ {}^{KN}/_{m^3}$$

$$A_f = \frac{K \cdot L_f \cdot A_b}{E_b} = \frac{860000 \cdot 1.0 \cdot 0.5}{3e7} = 0.014 \ m^2$$

Може се видети да се у пресецима 3, 4 и 5 јављају напони затезања, што сугерише да се облога треба армирати.

Табела 6-4 Нормални напони у финалној бетонској облози у фази инјектирања

Section	d(m)	A(m2)	W(m3)	N(KN)	M(KNm)	σ1(KN/m2)	σ2(KN/m2)
1	0.4	0.4	2.67E-02	230	7	837.1722846	312.8277154
2	0.4	0.4	2.67E-02	248	2	694.906367	545.093633
3	0.4	0.4	2.67E-02	380	-87	-2308.426966	4208.426966
4	0.4	0.4	2.67E-02	342	143	6210.805243	-4500.805243
5	0.4	0.4	2.67E-02	380	-87	-2308.426966	4208.426966
6	0.4	0.4	2.67E-02	248	2	694.906367	545.093633

6.4 СТАТИЧКЕ ВЕЛИЧИНЕ И НАПОНИ У ФИНАЛНОЈ БЕТОНСКОЈ ОБЛОЗИ ЗБОГ ТЕМПЕРАТУРНИХ РАЗЛИКА

Најнеповољнији утицај температурних промена јавља се приликом хлађења бетонске облоге, када се јављају аксијалне силе затезања и позитивни моменти савијања. Ако се предпостави да је температура стенске масе константна иза бетонске облога након њеног бетонирања (Tug=+10^0C) и да је температура бетона на унутрашњој страни бетона у зимским условима Tw=-5^0C, онда температурна разлика која ће утицати на бетон износи ΔT=10–(-5)=15^0 C (хлађење). Може се приметити да се у свим пресецима са унутрашње стране финалне бетонске облоге јављају напони затезања, те се они требају армирати.

Табела 6-5 Нормални напони у финалној бетонској облози изазвани температурним утицајима

Section	d(m)	A(m2)	W(m3)	N(KN)	M(KNm)	σ1(KN/m2)	σ2(KN/m2)
1	0.4	0.4	2.67E-02	-6.2	15.5	565.0243446	-596.0243446
2	0.4	0.4	2.67E-02	-4	25	926.329588	-946.329588
3	0.4	0.4	2.67E-02	-5.9	30	1108.845506	-1138.345506
4	0.4	0.4	2.67E-02	-6.7	35	1294.111423	-1327.611423
5	0.4	0.4	2.67E-02	-5.9	30	1108.845506	-1138.345506
6	0.4	0.4	2.67E-02	-4	25	926.329588	-946.329588

7 ДИМЕНЗИОНИСАЊЕ ФИНАЛНЕ БЕТОНСКЕ ОБЛОГЕ

Прорачуни за потребну арматуру у финалној облози су урађени за четири комбинације оптерећења. У првој комбинацији узети су у обзир утицаји властите тежине облоге (SW) и утицаји инјектирања (INJ), а утицај властите тежине облоге и температурних промена (ΔT) је узет у обзир у другој комбинацији. Трећа комбинација третира утицај властите тежине облоге и утицај земљотреса (EQ), док се у четвртој разматра заједнички утицај властите тежине облоге, температурних промена и утицај земљотреса. Ове четири комбинације оптерећења су приказане заједно са парцијалним коефицијентима сигурности за различите врсте оптерећења:

COMBO1 = 1.6(SW) + 1.3(INJ); COMBO2 = 1.6(SW) + 1.3(DT); COMBO3 = 1.6(SW) + 1.3(EQ) ; COMBO4 = 1.3(SW) + 1.3(DT) + 1.3(EQ)

Прорачунима се добија максимална арматура у фази инјектирања:

– У унутрашњој страни облоге: Section-4; Combo1; Apot=8.6 cm^2/m'

– Са спољашне стране облоге: Section-3,5; Combo1; Apot=1.7 cm^2/m'

– У фази експлоатације, због температурних промена постоји потреба армирања само унутрашње стране облоге са максималном арматуром.

– Са унутрашње стране облоге: Section-4; Combo2; Apot=3.3cm^2

Усвојена арматура:

Унутрашња страна облоге армира се са ф16/25cm; A=8.04 cm^2/m' у калоти и ф12/25cm; A=4.52 cm^2/m' у мурети и опорцима. Уздужна арматура Ар= ф12/25cm. Спољашна страна облоге армира се са арматуром ф12/25cm; A=4.52 cm^2/m'.

ЛИТЕРАТУРА

[1] PHASE 2, ROCSCIENCE Inc. Canada (www.rocscience.com)

[2] ГЕОТЕХНИЧКИ УСЛОВИ ЗА ИЗВЕДБА НА ТУНЕЛ КРАСТА НА КОРИДОР 8 ДЕЛНИЦА"СТРЕЗОВЦЕ-РОМАНОВЦЕ"

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Milovan Kršikapa[1]

MASOVNA VERTIKALNA I HORIZONTALNA GRADNJA - VISOKOSERIJSKA PROIZVODNJA KUĆA I JAVNIH OBJEKATA

Rezime:

Veliki razvoj gradova uslovio je potrebu za gradnjom izuzetno visokih zgrada. Tako je stvorena je potreba za novim tehnikama i tehnologijama građenja, uz permanentni razvoj građevinskih materijala. Učinjen je ogroman napredak u građenju visokih zgrada (vertikalna gradnja), ali i izuzetno mali u gradnji niskih porodičnih kuća i objekata (horizontalna gradnja). Brzina vertikalne gradnje prevashodno se zasniva na izuzetnoj mehanizaciji, međutim, pokazalo se da primena te iste mehanizacije gradnje daje veoma loše rezultate za horizontalnu gradnju. Visoke zgrade po pravilo se grade individualno, ipak može se reći da je to visokoserijska proizvodnja stanova. Za horizontalnu gradnju nema visokoserijske proizvodnje kuća i javnih objekata.

Ključne reči: masovna gradnja prefabrikovanih kuća i javnih objekata

VERTICAL AND HORIZONTAL BUILDING – HIGH SERIES PRODUCTION OF FLAT, HOUSES AND HIGH-RISE BUILDINGS

Summary:

Due to the rapid development of urban areas, there is a growing need for high-rise building. This fact urges an introduction of the new building techniques, technologies and the continuous development of building materials. However, and while a great progress has been made in the field of vertical and high-rise building (vertical building), only a little has been made in improving of the building of the small family houses and facilities (horizontal building). Swiftness of the vertical building is mainly based upon a high mechanization, which is completely accommodated to the specific needs of the high-rise building. However, the application of the same building mechanization has shown very poor results in the case of horizontal building. This is caused by the fact that the usage of such mechanization is very costly, while the achievements in this field are very modest. Although, by default, high-rise buildings are built individually, it may be assumed that this means high series production of apartments. Nevertheless, the high series production of houses and public facilities does not exist so far.

Key words: mass construction prefabricated houses and public objects

[1] Dipl. ing. građevine, autor i vlasnik AEDES tehnologije

1. UVOD

Dvadeseti vek karakteriše peroid najvećeg i najbržeg napretka u dosadašnjoj istoriji čovečanstva. Tehnološka revolucija osnovni je pokretač velikih dostignuća i razvoja naše civilizacije. Stvorila je uslove za značajno povećanje standarda i kvaliteta života i za najšire slojeve stanovništva. U prvim decenijama prošlog veka proizvedena je tehnologija za visokoserijsku proizvodnju gotovo svih važnih proizvoda koje koristimo u svakodnevnom životu. Doneti su standardi kojima se reguliše minimalno potreban kvalitet gotovo svakog proizvoda. Današnju visokoserijsku proizvodnju dobara pre svega karakteriše permanentno tehnološko usavršavanje svih faza proizvodnje. Masovna proizodnja dobara omogućila je da se značajno snizi cena proizoda, čime su isti postali dostupni gotovo svim slojevima stanovništva.

Veliki razvoj gradova uslovio je potrebu za gradnjom izuzetno visokih zgrada. Tako je stvorena je potreba za novim tehnikama i tehnologijama građenja, uz permanentni razvoj građevinskih materijala. Učinjen je ogroman napredak u građenju visokih zgrada (vertikalna gradnja), ali i izuzetno mali u gradnji niskih porodičnih kuća i objekata (horizontalna gradnja). Brzina vertikalne gradnje prevashodno se zasniva na izuzetnoj mehanizaciji, koja je u potpunosti prilagođena potrebama visokogradnje. Međutim, pokazalo se da primena te iste mehanizacije gradnje daje veoma loše rezultate za horizontalnu gradnju, obzirom da je njena upotreba veoma skupa a efekti korišćenja više nego skromni. Iako se visoke zgrade po pravilo grade individualno, za njih se ipak može reći da je to visokoserijska proizvodnja stanova. U EU, na Balkanu i ostalom delu Evrope dominiraju zidani objekti od blokova, opeka i armiranog betona, koje se grade na licu mesta (u daljem tekstu zvaćemo ih EURO kuće). Na američkom tržištu, pre svega SAD najviše se grade montažne kuće od drvene građe i drvene fasade (u daljem tekstu zvaćemo ih AMER kuće). EURO kuće isključivo se grade na licu mesta i kada se izvode stručno, od kvalitetnih materijala i stručnom radnom snagom, gotovo bez izuzetka su veoma skupe i samim tim nedostupne većini stanovništva.

U Srbiji i na Balkanu, kao i u gotovo svim nerazvijenim zemljama sveta, većinski siromašniji deo stanovništva sam „gradi“ AMER i EURO kuće. Uglavnom su to kuće veoma lošeg kvaliteta, sklone pucanju i rušenju i pri malom sleganju tla, ili nakon delovanja relativno malih zemljotresa. Svedoci smo ogromnih ljudskih žrtava žirom sveta.

Postavlja se pitanje da li je moguće osmisliti masovnu, visokoserijsku horizontalnu gradnju kvalitetnih objekata po cenama koje su pristupačne najširem sloju stanovništva? Da li se kvalitetne kuće, otporne na ekstremne spoljašnje uticaje mogu proizvoditi u velikim serijama po cenama koje su pristupačne većini građana? Da li ste takve kuće mogu graditi i na velikim udaljenostima od fabrike u kojima su proizvedeni? Da li se njihova proizvodnja, transport do gradilišta i montaža mogu realizovati po pristupačnim cenama? Da li je moguće horizontalnu gradnju tako osmisliti, da se najveći deo posla odvija u fabrici, gde se može ostvariti koncentracija najkvalitetnije radne snage, a da se potrebna mehanizacija i radna snaga na gradilištu svede na minimum? Da li sve ovo može da se realizuje i na gradilištima koja su udaljena i preko 10.000,0-20.000,0 km, a ne samo u lokalu od nekoliko stotina kilometara? Ukratko, da li se masovnoj horizontalnoj gradnji mogu primeniti principi visokoserijske proizvodnje kvalitetnih automobila? Nije sporno da nema ovakve proizvodnje automobila, iste bi i danas mogli da voze samo veoma bogati ljudi.

U svetu postoji mnogo fabrika koje proizode AMER kuće u malim serijama od 300-400 kuća godišnje. Kvalitet tih kuća varira od skromnog do veoma dobrog. U pitanju su objekti spratnosti P ili P+Pk, relativno male nosivosti i skoro nikakve otpornosti na ekstremne spoljašnje sile. To znači da su u regionima sa izrazito jakim zemljotresima i razornim

vetrovima ovakvi objekti na samo loš izbor gradnje, već i opasni po život svojih korisnika, jer se lako ruše.

Koliko je nama poznato, još niko nije osmislio masovnu proizvodnju EURO prefabrikovanih objekata koja nije lokalnog karaktera. To su polumontažni objekti, sa glomaznim i teškim elementima za transport i montažu na gradilištu, tako da je ekonomičnost njihove gradnje limitirana na 300-400 km od mesta gde se proizvode. Imaju veoma malu nosivost i otpornost na seizmičke uticaje i razorne vetrove. Maksimalna proizvodnja jedne fabrike je oko 300 objekata godišnje.

U SAD, EU i Japanu proizvode se i montažne čelične kuće i to na dva načina:

- prvi je potpuno imitiranje proizvodnje drvenih kuća, sa tom razlikom što su ovde svi elementi od čelika umesto drveta (ovakve kuće nisu pogodne za visokoserijsku proizvodnju, nisu ni jeftine i zahtevaju veoma mnogo rada na gradilištu)
- drugi je klasične „čelične" kuće, proizvedene od masivnih i teških čeličnih profila (u pitanju su veoma kvalitetne i skupe kuće, koje se grade pojedinačno, a nikako u serijama, sa neracionalnom gradnjom na većim udaljenostima).

Jednostran izbor materijala od kojih se grade ovakvi montažni objekti, visoka cena proizvodnje i još veća na montaži, jesu najvažniji faktori limita bilo kakve visokoserijske i ekonomične proizvodnje ovakvih objekata.

2. Koji su osnovni ciljevi koje bi trebalo da ispuni prefabrikovana horizontalna gradnja?

1. Masovna visokoserijska proizvodnja kvalitetnih i lepih objekata visokogradnje
2. Velika otpornost na jake seizmičke uticaje i razorne vetrove
3. Stabilnost, sigurnost i trajnost
4. Funkcionalnost, fleksibilnost i upotrebljivost: od istih gradivnih elemenata, bez obzira na spratnost, mogućnost građenja pojedinačnih kuća i kuća u nizu, stambenih zgrada, poslovnih i javnih objekata, apartmanska naselja i motela, zanatski centrara i lokala, upravnih i poslovnih zgrada, kuća i zgrada za rad i smeštaj u regijama sa kratkom graževinskom sezonom
5. Upotreba isključivo ekoloških materijala
6. Raskošno arhiktektonsko oblikovanje izgrađenih objekata spratnosti P+4
7. Visok nivo prefabrikacije u fabricii
8. Lak i jednostavan kontejnerski transport na udaljene lokacije
9. Brza i jednostavna montaža na gradilištu uz minimalnu upotrebu mehanizacije i radne snage
10. Mogućnost proširenja izgrađenih objekata i horizontalno i vertikalno (više etaža)
11. Lako prilagođavanje posebnim potrebama korisnika, kao što je potreba da se izgrađeni objekat više desetina puta može demontirati i ponovo montirati na drugoj lokaciji
12. cena gradnje trebalo bi biti pristupačna najširim slojevima stanovništva

3. Kakva je vizija?

Uvođenjem nove tehnologije visokoserijske proizvodnje prefabrikovanih objekata i njenim stalnim razvojem omogućava se znatno povećanje horizontalne gradnje, unapređenje kvaliteta stanovanja najširih slojeva stanovništva. ekonomičnai brza gradnja kompletnih naselja na svim lokacijama, uključujući i trustna područja i predele sa razornim udarima vetra. Mogućnost

porodicama i poslovnim ljudima da mogu da demontiraju prethodno izgrađene objekte i ponovo ih montiraju na neku drugu lokaciju, ili da fazno grade svoje kuće, sprat po sprat onda kada im se za to ukaže potreba. Time se pomeraju granice u načinu korišćenja objekata, jer se „stari objekti" više ne ruše, već se prodaju kao „polovni objekti". Na taj način i siromašniji slojevi društva mogu sebi priuštiti kvalitetne i bezbedne domove.

Kreativnoi iznalaženje novih, optimalnih rešenja za horizontalnu gradnju, koja će biti usaglašena sa željama i potrebama kupaca. Permanentno inoviranje tehnologije u cilju veće produktivnosti proizvodnje objekata, a samim tim i na snižavanje cene izgradnje. Fleksibilnost i otvorenost za ugradnju svih materijala koji bi mogli unaprediti kvalitet ili ekonomičnost gradnje.

4. Kakva je misija?

Postavljanje nove standarde u serijskoj i visokoserijskoj proizvodnji prefabrikovanih objekata srednjeg i visokog kvaliteta. Masovna proizvodnja i gradnja ovakvih objekta stvara preduslove da jednog dana svaka porodica može da ima svoj dom. Posebno je velika odgovornost da se izgradi potreban broj kuća i poslovnih objekata koji mogu da izdrže jake zemljotrese i orkanske udare vetra, što bi omogućilo milionoma porodica da imaju siguran dom po pristupačnim cenama.

5. Tržište

U Srbiji se godišnje izgradi oko 36.000 kuća, a na Balkanu još oko 100.000 kuća (na tržištu CEFTA OKO 300.000). Od ukupnog broja izgraženih kuća 5% se odnosi na AMER kuće. Za analizu uzećemo da je prosečna površina kuće 60,0 m2.

Možemo da izračunamo potencijal građenja AMER kuća na tržištu Srbije i Balkana:

- potencijal gradnje AMER kuća u Srbiji: 36.000x60,0x5% = 108.000,0 m2
- potencijal gradnje AMER kuća na Balkanu: 100.000x60,0x5% = 300.000,0 m2
- potencijal gradnje AMER kuća u CEFTA: 300.000x60,0x5% = 900.000,0 m2

Prosečna cena za niski nivo grubih radova u Srbiji iznosi oko 220,0 evra/m2 površine objekta, dok je u EU i SAD višestruko veća.

- tržišni potencijal AMER kuća u Srbiji 108.000,0x220,00 = 23.760.000,00 evra
- tržišni potencijal AMER kuća na Balkanu 300.000,0x220,00 = 66.000.000,00 evra
- tržišni potencijal AMER kuća u CEFTA 900.000,0x220,00 = 198.000.000,00 evra

Sve analize i ispitivanja tržišta koje smo uradili pokazuju da će EURO kuće u narednim godinama zauzeti oko 10% tržišta horizontalne gradnje.

Tako je potencijal gradnje EURO kuća:

- potencijal gradnje EURO kuća u Srbiji: 36.000x60,0x10% = 216.000,0 m2
- potencijal gradnje EURO kuća na Balkanu: 100.000x60,0x10% = 600.000,0 m2
- potencijal gradnje EURO kuća u CEFTA: 300.000x60,0x10% = 1.800.000,0 m2

Za niski nivo grubih radova od 220,0 evra/м2 površine objekta:

- tržišni potencijal EURO kuća u Srbiji 216.000,0x220,00 = 47.520.000,00 evra
- tržišni potencijal EURO kuća na Balkanu 600.000,0x220,00 = 132.000.000,00 evra

- tržišni potencijal EURO kuća u CEFTA 1.800.000,0x220,00 = 396 .000.000,00 evra

Na tržištu EU situacija se znatno razlikuje od zemlje do zemlje, tako da na primer u Švedskoj od ukupnog broja izgrađenih kuća preko 80% su AMER kuće. U drugim zemljama EU taj procenat varira od 10% do 20%. Potencijal gradnje AMER i EURO kuća je oko 1.000.000 godišnje.

Na tržištu SAD godišnje se izgradi preko 1.000.000,0 tradicionalnih AMER kuća prosečne površine od 160,0 m2. To su veoma lepe i kvalitetne kuće spratnosti P+1, ali izrazito male nosivosti, otpornosti i krutosti na razorne vetrove i snažne zemljotrese. U poslednjih 15-tak godina uragani i tornada porušili su ogroman broj ovakvih kuća, tako da je potražnja za njima naglo opala. Suprotno ovakvim tendencijama, izuzetno je velika tražnja za kućama velike otpornosti i krutosti na uragane, tornada i razorne zemljotrese. Koliko je nama poznato u SAD još nijedan proizvođač nije uspeo da organizuje visokoserijsku proizvodnju ovakvih kuća.

Kupci, odnosno korisnici prefabrikovanih objekata jesu fizička lica (kuće i vikendice) i pravna lica (upravne i poslovne zgrade, stambene zgrade spratnosti P+4 sa 20.tak stanova, turistički objekti, zdravstvani objekti, trgovački objekti, dečiji vrtići, škole, restorani, moteli, privremeni i stalni objekti, višestruko demontažni objekti koji su prenosivi na drugu lokaciju za novu montažu-za potrebe vojske, istraživanju rudnih bogastava i u naučno istraživačkim ekspedicijama.

Analizom tržišta ustanovili smo za prefabrikovane objekte da:

- Kupac ima potrebu za gradnjom kvalitetne EURO objekta po pristupašnim cenama
- Kupac ima potrebu za verikalnom ili horizontalnom dogradnjom objekta
- Kupac ima potrebu za višestrukom demontažom, prenosom i ponovnom montažom objekta na novoj lokaciji. Interesuje ga da stari objekat ili ponovo montira na drugoj lokaciji kao vikendicu, ili da ga proda kao „polovan" i da umesto trokšova za rušenje ostvaru prihod
- Kupac ima potrebu za brzom izgradnjom kuće ili javnog objekta u uslovima veoma visokoih ili niskih temperatura, tj. u uslovima gde je građevinska sezona veoma kratka ili se odvija po specifičnim uslovima
- Kupac ima potrebu za gradnjom bezbednog objekta u regionu gde deluju snažni zemljotresi ili razorni vetrovi

Izbor ciljnih grupa –prefabrikovana gradnja spratnosti do P+4+Pk:

Ciljna grupa 1 – kupci ili korisnici EURO kuća – imaju potrebu za izgradnjom kvalitetne i lepe EURO kuće, umesto da sami grade kuće skromog kvaliteta. Interesuje ih da gradnja bude brza i kvalitetna, a cena gradnje da bude pristupačna njihovom porodičnom budžetu.

Ciljna grupa 2 – kupci ili korisnici fazne dogradnje – imaju potrebu za horizontalnom ili vertikalnom dogradnjom objekta. Interesuje ih da dogradnju objekta uradi kada za to bude imali potrebu, da se ista uradi brzo i kvalitetno i da cena dogradnje bude ekvivalentna ceni prethodno izgrađenog objekta.

Ciljna grupa 3 – kupci ili korisnici montažno demontažnih objekata – imaju potrebe za objektima koji mogu da se, nakon nekog perioda korišćenja, više puta demontiraju, prenesu i ponovo montiraju na novoj lokaciji. Korisnici ovakvih objekata uglavnom su vojska, naučno istraživačke ekspedicije i istraživači rudnog i mineralnog blaga. Interesuje ih da svaki put nakon završenog zadatka mogu objekat, ili čitava naselja da demontiraju bez oštećenja, prevezu na novu lokaciju i tu ih ponovo montiraju.

Ciljna grupa 4 – kupci ili korisnici u kratkoj građevinskoj sezoni – imaju potrebu za brzom gradnjom kvalitetnih objekata u regionima sa veoma hladnom ili toplom klimom, tj. gde su uslovi za gradnju nepovoljni, a sam period za gradnju veoma kratak. Interesuje ih da im se izgrade kvalitetni i funkcionalni objekti, koji će zadovoljiti njihove potrebe za rad ili boravak.

Ciljna grupa 5 – kupci ili korisnici gradnje u regionima sa jakim vetrovima i razornim zemljotresima – imaju potrebu za kućama ili javnim objektima koji imaju veliku otpornost i krutost na dejstvo izuzetno jakih vetrova, kao što su uragani i tornada, ili na dejstvo razornih zemljotresa. Interesuje ih da im se brzo izgradi bezbedan objekat, koji neće biti skuplji od 25-30% u odnosu na objekte koji su već prisutni na tržištu i ruše se pri delovanju pomenutih eksremnih sila.

Primena i način upotrebe:

Primena 1 – Individualni objekti: porodične kuće i vikendice

Primena 2 – Javni objekti: upravne i poslovne zgrade, stambene zgrade spratnosti P+4 sa 20.tak stanova, turistički objekti, zdravstvani objekti, trgovački objekti, dečiji vrtići, škole, restorani, moteli itd.

Primena 3 – Namenski objekti, stalni ili privremeni, objekti koji mogu više puta da se demontiraju, prevezu i ponovo montiraju na novoj lokaciji: za potrebe vojske, policije, u istraživanju rudnoh i mineralnoh bogatstva, za naučno istraživačke misije itd.

Ciljni kupac je pragmatičar koji ima potrebe za objektima jedinstvenih, izuzetnih svojstava i kvaliteta (kao što su brza gradnja visoko prefabrikovanih objekata koje karakteriše velika otpornost i krutost na jake zemljotrese i razorne vetrove). Na taj način ciljni kupac ostvariće izrazitu konkurntsku prednost na tržištu, što će mo omogućiti da ostvari veliku zaradu za sve učesnike u poslu.

Značaj uvoženja visokoserijske proizvodnjeobjekata za horizontalnu gradnju

Значај masovne proizvodnje objekata za horizontalnu gradnju najbolje će se sagledati kroz zadovoljavanje potrebe kupaca u odabranim ciljnim grupama. Zajedničko za sve ciljne grupa jeste, da će se stvoriti uslovi da boravak u kvalitetnim i lepim kućama ne bude više privilegija bogatih ljudi, već će to biti dostupno i siromašnijim slojevima stanovništva.

Na tržištima EU, SAD, Rusije i Kine niša EURO prefabrikovanih kuća potpuno je prazna. Takođe, to se isto može reći i za nišu AMER i EURO prefabrikovanih objekata velike otpornosti i krutosti.

Za **ciljnu grupu 1** gradiće se lepe, raskošne i kvalitetne EURO prefabrikovane kuća i javni objekti. U zavisnosti od izbora krovnog pokrivača i fasade, izgraženi objekti mogu u potpunosti da se uklope u postojeći ambijent i okolinu. Potrebno vreme na gradilištu za montažu objekata svešće se na minimum, a gotovi objekti biće znatno jeftiniji od kvalitetnih objekata koji se izgrađeni na licu mesta i to minimum 30%. Stvoriće se uslovi za gotovo potpunu eliminaciju samostalne gradnje ružnih i nekvalitetnih kuća.

Za **ciljnu grupu 2** stvoriće se uslovi za faznu horizontalnu ili vertikalnu dogradnju objekata. U zavisnosti od potrebe korisnik će moći da posle 5, 10 ili 20 godina izvrši proširenje

svog stambenog ili poslovnog objekta, sve do spratnosti P+4+Pk. Ovakva mogućnost dogradnje predstavljaće veliku nosivost na tržištu, obzirom da je maksimalna spratnost AMER kuća P+Pk. Sadašnje stanje punude na tržitu uopšte ne nudi mogućnost vertikalne dogranje objekata.

Za **ciljnu grupu 3** stvoriće se potpuno nov proizvod koji do sada nije bio nuđen na tržištu. Kupci i korisnici kuća i javnih objekata moći će po potrebi da demontiraju izgrađeni objekat i da ga ponovo montiraju na novoj lokaciji (na primer kao vikendicu ili poslovni prostor). Takođe, moći će po prvi put da ga sklone sa lokacije, a da ga pri tom ne moraju da sruše, što znači da će moći da ga prodaju trećem licu i ostvare zaradu, umesto dodatnih troškova za rušenje. Na ovaj način do „polovnog" ali i dalje kvalitetnog objekta moći će da dođu i siromašniji slojevi stanovništva. Posebnu pogodnost imaće korisnici namenskih objekata, koji su do sada za svoje potrebe koristili ili kontejnerska naselja, ili su ta naselja građena od AMER kuća, koja su prodavana nakon završetka posla gotovo u bescenje. Sada će imati mogućnost da borave u veoma konformnim objektima, koje će nakon obavljenog posla moći da demontiraju i ponovo montiraju na novoj lokaciji koja je vezana za njihov novi zadatak.

Za **ciljnu grupu 4** stvoriće se uslovi za brzu gradnju i na velikim udaljenostima, na manje pristupačnim lokacijama i u regionima sa kratkom građevinskom sezonom. Do sada su korisnici u ovakvim uslovima gotovo po pravilu koristili AMER kuće, čija je gradnja bila spora i veoma skupa, ili su imali kontejnerski smeštaj.

Za **ciljnu grupu 5** svoriće se uslovi za masovnu horizontalnu gradnju objekata velike otpornosti i krutosti, kakvi do sada nisu nuđeni tržištu. Sadašnje stanje tehnike pokazuje da niti jedan proizvođač ne proizodi serijski montažne objekte koji mogu da izdrže razorne udare vetra od preko 250,0 km/č ili dejstvo jakih zemljotresa od 10^{tog} stepena MKS ili 8^{mog} Rihtera. Cene gotovih objekata biće niže i do 30% u odnosu na objekte velike otpornosti koji se grade na licu mesta.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Goran Petrović, Predrag Napijalo [1]

REVITALIZACIJA IMS TEHNOLOGIJE GRAĐENJA U OSIJEKU

Rezime

U radu je prikazan proces ponovne primene IMS tehnologije građenja u Osijeku. Sistem građenja koji je ranije koristila Gradnja Osijek zasnovan je na rešenjima profesora Branka Žeželja. Osavremenjavanje sistema, koje je bilo predmet ovog projekta, uključuje brojna značajna tehnička unapređenja. Ključne razlike u odnosu na prethodno korišćenu tehnologiju, a koje su plod višedecenijskog rada na razvoju i primeni sistema IMS, obuhvataju primenu sistema prednaprezanja užadima, inovacije elemenata i veza, proizvodnju u kalupima sa izmenljivim stranicama, inovacije opreme za montažu, kao i primenu savremenih računarskih programa za proračun konstrukcije. Svim navedenim unapređenjima obezbeđen je savremen proces projektovanja, proizvodnje i montaže primenom IMS tehnologije građenja.

Ključne reči: IMS tehnologija građenja, prefabrikacija, beton.

REVITALIZATION OF THE IMS BUILDING TECHNOLOGY IN OSIJEK

Abstract

This paper describes the process of re-application of the IMS Building Technology in Osijek. The building system, previously used by Gradnja Osijek was based on the solutions developed by professor Branko Žeželj. The modernization of the system, carried out through this project, includes numerous significant technical improvements. Key differences from the previously used technology, that are the result of long-term development and application of the IMS system, include post-tensioning with the use of cables, innovations of the elements and joints, production in flexible moulds, innovations of assembly equipment, as well as the use of contemporary structural analysis software. All these enhancements ensure a contemporary process of design, production and assembly through the application of the IMS Building Technology.

Key words: IMS Building Technology, prefabrication, concrete.

[1] dipl. inž. arh., Centar za tehnologiju građenja i konstrukcije Instituta IMS, Beograd, goran.petrovic@institutims.co.yu, predrag.napijalo@institutims.co.yu

1 UVOD

IMS tehnologija građenja je savremeni sistem brze gradnje primenom prefabrikovanih elemenata skeletne konstrukcije.

Ovaj jedinstveni sistem, zasnovan na vezi konstruktivnih elemenata prednaprezanjem, razvio je prof. Branko Žeželj u Institutu IMS u Beogradu. Prvi put je primenjen 1957. godine i od tada se stalno unapređuje. Ideja je bila jednostavna – graditi standardne zgrade od standardnih elemenata, kao što deca čine sa Lego kockama. Najteži problem – veze elemenata betonskog skeleta, koji se sastoji od prefabrikovanih stubova i ploča, rešen je prednaprezanjem. To je revolucionarna ideja koja je zahtevala brojna istraživanja i dokazivanja, pre svega trajnosti i stabilnosti, kao i u oblasti arhitektonskog projektovanja i mogućnosti da se u praksi dokaže kao univerzalna tehnologija za sve vrste objekata visokogradnje.

IMS tehnologija građenja se koristi za praktično sve vrste objekata: stambene zgrade, škole, bolnice, porodične kuće, komercijalne zgrade, objekte lake industrije i druge.

IMS tehnologija građenja ima niz prednosti u odnosu na klasične sisteme gradnje:

- Značajno smanjuje troškove građenja i ubrzava obrt uloženih sredstava; svodi na minimum upotrebu betona i čelika; povećava trajnost građevina; predstavlja investiciju sa visokim profitom; ne zahteva opremu visoke tehnologije.
- Prednapregnute konstrukcije primaju kinetičku energiju od seizmičke aktivnosti ili snažnih vetrova i otporne su na zemljotrese jačine do 9 stepeni Rihterove skale.
- Ubrzava gradnju i skraćuje vreme građenja; prefabrikovani elementi se mogu proizvoditi tokom svih godišnjih doba, po svakom vremenu i u svim klimatskim uslovima.
- Lokalni materijali ili postupci se mogu primeniti na fasadama, krovovima i unutar objekta, da bi se dobili održivi, energetski i ekonomski efikasni objekti; lokalna radna snaga se lako može obučiti i za proizvodnju elemenata i za građenje u sistemu; omogućava fleksibilna rešenja, bolje planiranje prostora i širi raspon mogućnosti za unutrašnje uređenje objekata.

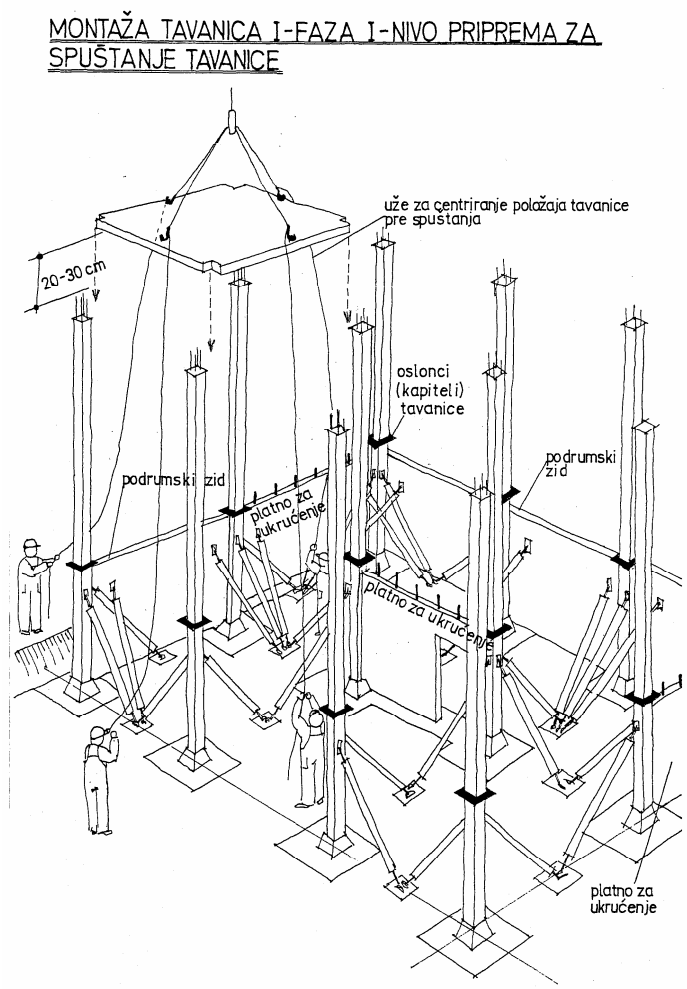
IMS sistem omogućava izvanredna arhitektonska rešenja, bolje tehničke performanse i efikasnu organizaciju. Primenom IMS tehnologije izgrađen je veliki broj objekata i pogona za proizvodnju elemenata – preko 150.000 stanova u bivšoj Jugoslaviji, Italiji, Angoli, Egiptu, Etiopiji, Kini, Kubi, Gruziji, Mađarskoj, Filipinima, Rusiji i Ukrajini.

Prefabrikovani prednapregnuti skelet je ispitan i teorijski i eksperimentalno, pod svim mogućim opterećenjima (statička, dinamička, seizmička, udar, požar) i uvek je, bez izuzetka, pokazao visoke koeficijente sigurnosti. Provera i atestiranje elemenata, spojeva i konstrukcija u celini je vršena širom sveta, a rezultati istraživanja su potvrđeni na velikom broju međunarodnih kongresa i u nizu naučnih organizacija.

2 REVITALIZACIJA IMS TEHNOLOGIJE GRAĐENJA

Sistem građenja koji je koristila Gradnja Osijek zasnovan je na rešenjima profesora Branka Žeželja. Ovaj sistem bio je u upotrebi od 1964. godine i njime je, tokom skoro tri

decenije rada, izveden veliki broj stambenih i poslovnih objekata u gradu i okolini. Sa početkom ratnih dešavanja početkom devedesetih godina prošlog veka, prestala je i primena IMS tehnologije građenja, a oprema za proizvodnju i montažu je u međuvremenu propala.



Nakon prethodnih analiza i razgovora sa predstavnicima Instituta IMS, sadašnje rukovodstvo preduzeća Gradnja iz Osijeka se odlučilo da ponovo primeni IMS tehnologiju građenja, kako bi na najefikasniji i najekonomičniji način odgovorilo na trend povećanog obima stambene izgradnje.

Ono što je posebno značajno je da je, kroz proces ponovne implementacije sistema, zapravo dobijeno sasvim novo, savremeno rešenje, u skladu sa savremenim zahtevima tržišta.

3 KLJUČNA UNAPREĐENJA SISTEMA

Projekat revitalizacije IMS tehnologije građenja u pogonu Gradnja Osijek, a zatim i projekat pilot-objekta na uglu Štrosmajerove i Ćićarijske ulice u Osijeku, urađeni su u Centru za tehnologiju građenja i konstrukcije Instituta IMS u Beogradu. Na izradi projekta pilot objekta ostvarena je saradnja sa projektnim biroima Dies iz Valpova (arhitektura) i Eduard iz Osijeka (konstrukcija).

Osavremenjavanje sistema, koje je bilo predmet projekta revitalizacije, uključuje brojna značajna tehnička unapređenja. Dalje su navedene ključne razlike u odnosu na prethodno korišćenu tehnologiju, a koje su plod višedecenijskog rada na razvoju i primeni sistema IMS.

Inovacije tehnologije građenja, primenjene u ovom projektu, rezultat su rada tima: Vladan Volčević, Dragan Mirković, Predrag Napijalo, Goran Petrović, Andrija Stojanović.

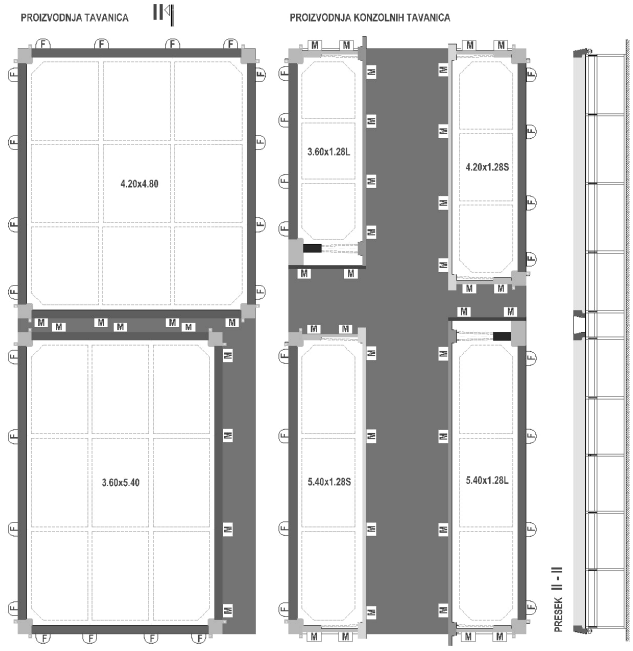
Prednaprezanje

U ovom projektu predviđena je primena sistema prednaprezanja SPB SUPER, u kome se koriste užad za prednaprezanje. Prethodno rešenje, koje je koristila Gradnja, bilo je zasnovano na prednaprezanju glatkih žica (Sistem IMS).

Proizvodnja elemenata

Kako bi se uklopila u postojeće tehnološko rešenje u pogonu Gradnje, proizvodnja elemenata je rešena kalupima sa izmenljivim stranicama. Na fiksnoj platformi, deo stranica se pričvršćuje sa bočne strane, a ostale klizaju po površini i fiksiraju se magnetima.

Jednostavnom i brzom izmenom stranica ispunjavaju se projektantski zahtevi za različitim rasterima (360 x 360, 360 x 420, 360 x 480, 360 x 540, 420 x 420, 420 x 480 cm).



Pojednostavljivanje elemenata i montaže

U najvećoj mogućoj meri je pojednostavljen presek bočne strane kalupa, odnosno elemenata:

- ispravljen je zub;
- izbačene „uške“ za vezu elemenata;
- izbačena betonska pogača za fiksiranje kablova, umesto koje je uveden čelični trn-bolcn;
- za kontinuiranje sekundarnih rebara predviđene su čelične pločice ankerovane u elemente, koje se alternativno mogu zameniti armaturom, kako bi se izbeglo varenje.

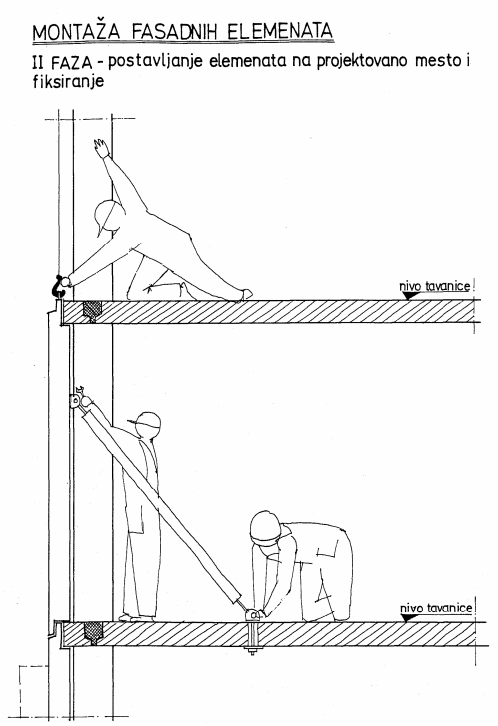
Navedenim unapređenjima značajno se pojednostavljuje rad na proizvodnji i montaži elemenata konstrukcije.

Oprema za montažu inovirana je primenom svih pozitivnih dugogodišnjih iskustava (smanjene dimenzije, olakšan rad i montaža).

Statički proračun

Statički proračun IMS konstrukcije urađen je primenom savremenih računarskih programa i potvrdio je eksperimentalne rezultate, kao i iskustva višedecenijske primene IMS tehnologije građenja u velikom broju zemalja. Modelovanje i proračun sproveli su inženjeri Fedor Petrović, Aleksandar Blagojević i Željko Flajs.

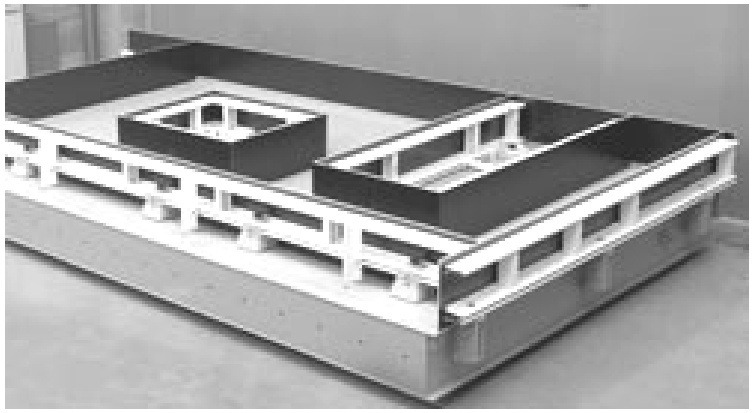
Svim navedenim unapređenjima obezbeđen je savremen proces projektovanja, proizvodnje i montaže primenom IMS tehnologije građenja.



Prefabrikovani fasadni sendvič-paneli

Osim navedenih unapređenja same konstrukcije, u okviru projekta pilot-objekta izrađeno je i rešenje primene prefabrikovanih fasadnih elemenata, usklađeno sa zahtevima IMS sistema i tehnologije za proizvodnju fasadnih panela, koju je Gradnja do sada koristila za izgradnju hala.

Na slici je prikazan sistem za formiranje kalupa primenom pokretnih stranica i magneta za fiksiranje, proizvođača ELEMATIC iz Finske. Po istom principu, na platformama, mogu se proizvoditi i fasadni elementi i elementi IMS tehnologije građenja. Ovo je značajno unapređenje u odnosu na dosadašnju proizvodnju elemenata u klasičnim kalupima, kojim se ostvaruje veći asortiman proizvoda uz bitno smanjenje početnih ulaganja u čelične kalupe.



Zaokruživanjem procesa prefabrikacije, koji sada obuhvata i konstrukciju i fasadnu oblogu, dobijen je savremen sistem građenja, koji na efikasan način odgovara na sve aktuelniji problem radne snage i kvaliteta izvedenih radova. Od ranije poznati kvaliteti prefabrikovane gradnje, kao što su brzina, dinamika i ušteda na materijalu, kao i ponašanje pri zemljotresima i drugim nepogodama, samo su dodatni argumenti u prilog veće zastupljenosti prefabrikacije u savremenom graditeljstvu.

LITERATURA

[1] Dimitrijević, Radovan i Gavrilović, Branka. *Montažni prefabrikovani skelet u savremenom zgradarstvu - IMS sistem.* Beograd: Institut IMS, 2000.

[2] *Glavni projekt stambeno poslovne građevine raskrižju Ćićarijske i Strossmayerove ulice u Osijeku.* Valpovo: Dies, 2008.

[3] Manojlović, Miloš. *Primena prefabrikovane prednapregnute skeletne konstrukcije – Fizibiliti studija.* Beograd: Institut IMS, 1993.

[4] Petrović, Goran, ed. *IMS Building Technology – Low-cost, Safe, Fast and Sustainable Building Solution.* Rim: UNDP/UNOPS, 2006.

[5] *Projekat revitalizacije IMS tehnologije građenja u pogonu Gradnja Osijek.* Beograd: Institut IMS, 2007.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

*Milenko Milinković**

PREFABRIKACIJA FEROCEMENTNIH ELEMENATA I IZGRADNJA FEROCEMENTNIH HALA

Rezime:

U prvom delu rada dat je kratak istorijat nastanka ferocementa, njegov sastav i osobine, metode proizvodnje ferocementa, njegova primena te kratak prikaz ferocementih objekata koje sam od 1981 god. do sada izgradio.

U drugom delu rada prikazana su rešenja tehnologije proizvodnje prefabrikovanih ferocementnih elemenata.

Treći deo rada obrađuje postupak izgradnje ferocementnih hala korištenjem prefabrikovanih ferocementnih elemenata.

Ključne reči: ferocement, prefabrikacija, izgradnja ferocementnih hala.

PREFABRICATION OF FERROCEMENT ELEMENTS AND CONSTRUCTIONING OF FERROCEMENT HALLS

Summary:

In the first part of the paper is given short history of origin the Ferrocement, its composition and characteristics, methods of producing Ferrocement, its application and short display of Ferrocement objects, which I have built from 1981. Year since today.

In the second part of the paper are shown the solutions of the producing technology prefabricated Ferrocement elements.

Third part of the paper elaborates the proceeding of building the Ferrocement halls by using prefabricated Ferrocement elements.

Key words: ferrocement, prefabrication, building of ferrocement hall

* dipl. ing. el., predsednik kompanije "Milinković Company" d.o.o. Beograd

slika 1 - ferocementna hala i solarna kuća, Boljevci

UVOD

Ferocement je u suštini, sitnozrni, tankoslojni armirani beton, sadrži malo razmaknute slojeve žičane mreže, koji su utopljeni u cementni malter.

Materijal je patentirao Joseph Louis Lambot 1848 god. izradivši čamac dužine 3m koji se nakon godina provedenih u morskoj vodi danas čuva u jednom muzeju u Francuskoj.

Sve do pred kraj dvadesetog veka ferocement se koristio za izgradnju raznih plovnih objekata (čamci, jahte, šlepovi…), a od tada počinje da se koristi za izgradnju građevinskih objekata.

1.1 SASTAVNI MATERIJALI FEROCEMENTA

1.1.1 Žičane mreže :

- prečnik žice: $0.5<ø<1.5$
- tip mreže: rabic, heksagonalna mreža, ekspandirana metalna mreža
- broj slojeva: do 6 slojeva /cm
- učešće žičane mreže: do 8% zapremine ferocementa
  do 630 kg/m^3 ferocementa
  do 12 kg/m^2 ferocementa

1.1.2 Malter

- portland cement: svi tipovi
- granulacija peska: $0.25\ mm < dp < 2mm$
- odnos pesak/cement: $1<p/c<2.5$ težinski
- odnos voda/cement: $0.35<v/c<0.6$ težinski

1.2 OSOBINE FEROCEMENTA

- čvrstina, žilavost
- vodonepropusnost, trajnost, otpornost na uticaj spoljašnje sredine
- mogućnost brže izrade objekata velikih dimenzija
- povoljna cena

Sve te osobine ne poseduje niti jedan poznati materijal istovremeno.

Za razliku od armiranog betona, kod ferocementa je gvožđe (žičana mreža), praktično homogeno raspoređeno po preseku ferocementnog elementa što ima za posledicu da ferocementni elementi pri istezanju imaju višestruki "cracking". Stoga su ferocementni elementi neuporedivo tanji i lakši od artmirano betonskih istih karakteristika. Standardna debljina ferocementnih elemenata je 10-30 mm.

1.3 METODE PROIZVODNJE FEROCEMENTIH ELEMENATA

1.3.1 Metoda skeletne armature

Suština skeletne metode je da se koristi ram od nosećih armaturnih šipki ili žica, na koje se dodaje žičana mreža sa svake strane. Malter se nanosi na pripremljenu armaturu i žičanu konstrukciju, preporučljivo sa jedne strane i onda se istiskuje sve dok se višak ne pojavi na drugoj strani. Višak se tada sabija nazad kroz armaturu ili uklanja.

Noseći ram od standardnih čeličnih šipki za armiranje može formirati različite oblike. Dijametar šipki zavisi od veličine strukture. Generalno se preporučuje da gvozdeni ram ne zauzima više od 50 procenata debljine sloja. Prednosti korišćenja skeletne armature: ne zahteva se nikakva oplata, dobar prodor maltera u mrežu, lako mogu da se zakrpe sve pukotine sa obe strane. Mane su: potrebno je učvršćivanje i podupiranje dok se ne osuši malter, teško je obezbediti ujednačen standardni kvalitet proizvoda.

1.3.2. Metoda kalupa

U ovoj metodi nekoliko slojeva mreže ili mreže kombinovane sa šipkama se postavljaju unutar krutog kalupa.

Malter se direktno ubacuje u kalup koji se konstruiše kao vibro stol, što omogućuje potpuno utapanje mreže u malter i kao rezultat imamo proizvod ujednačenog projektovanog kvaliteta.

1.4. PRIMENA FEROCEMENTA

- ploveći objekti: čamci, jahte, brodovi, pontoni…
- tankovi (rezervoari)
- bazeni
- skulpture
- građevinski objekti

1.5. REALIZOVANI OBJEKTI OD FEROCEMENTA

U periodu od 1980 god. do sada izgradio sam sledeće objekte:

- kupola u vinogradu prečnika 7m, 1981 god.
- Vrtni bazen prečnika 5m, 1982 god.
- Hala 1070 m^2 (65x15m), 1999 god.
- Slikarski atelje 100 m^2 , 1999 god.

- Solarna kuća: polulopta prečnika 18 m, garaža polucilindar 9x15 m, 2001 god.
- Proizvodna hala izgrađena od prefabrikovanih ferocementnih elemenata (52x17m), 2008 god.

2. PROIZVODNJA PREFABRIKOVANIH FEROCEMENTNIH ELEMENATA

Uočeni nedostaci korištenja skeletnog metoda za izgradnju ferocementnih objekata (dugo vreme potrebno za vezivanje mreže, uticaj vremenskih prilika prilikom nanošenja maltera što rezultira velikim problemima oko kvaliteta gotovog objekta), upućivali su me na neophodnost prefabrikacije elemenata u kontrolisanim uslovima i kontrolisanog kvaliteta.

Iskustvo stečeno izradom prefabrikovanih ferocementnih gazišta spiralnog stepeništa poslužilo je za razradu ideje da se razvije proizvodnja prefabikovanih ferocementnih elemenata od kojih bi se sklapanjem gradili veliki zatvoreni prostori.

U toku razrade ideje definisani su osnovni ciljevi koje razvijeno rešenje mora da poseduje:

- jednostavna, brza i jeftina izrada
- pouzdan kontrolisani kvalitet
- što lakši elementi
- što manje različitih elemenata
- lak i jeftin transport do mesta ugradnje
- rešen problem termike
- laka i jednostavna ugradnja

Nakon analize više različitih rešenja, izrada prototipova i sagledavanja mana i prednosti svakoga, odabrano je za serijsku proizvodnju rešenje koje je ponajbolje zadovoljavalo gore postavljene uslove.

Usvojene je rešenje elemenata dizajniranih kao orebrena ravna ferocementna ploča dimenzija 1.8 x 3.8 m..

slika 2 - kalup za izlivanje i paket gotovih prefabrikovanih ferocementnih elemenata

Za potrebe proizvodnje elemenata razvijen je alat koji omogućuje otvaranjem bočnih stranica lako i brzo ubacivanje rabic mreže kao i armaturne mreže, direktno ubacivanje maltera, a pošto je u alatu ugrađen vibro motor, brzo i kvalitetno utapanje mreža u malter.

Na još svež malter debljine cca 3 cm ugrađuje se termoizolacioni sloj izveden u tehnologiji simprolita (9 cm), a na njega završna cementna košuljica ojačana fibrinima (1 cm).

Uz dodatke aditiva, pri toplom vremenu moguće je vađenje odlivaka već sledeći dan.

3. IZGRADNJA FEROCEMENTNIH HALA KORIŠTENJEM PREFABIKOVANIH FEROCEMENTNIH ELEMENATA

3.1 OSNOVNE KARAKTERISTIKE REŠENJA

Usvojeno rešenje izgradnje hale od prefabrikovanih ferocementnih elemenata suštinski se razlikuje od svih poznatih tehnologija izgradnje hala prefabrikovanim građevinskim elementima bez obzira da li je reč o betonskim, čeličnim ili drvenim elementima.

U svim tim tehnologijama se prefabrikuju razni nosivi elementi (stubovi, grede, lukovi), u pravilu više raznih dimenzija, transportuju na gradilište (često kao vanstandardni transportni gabariti), montiraju na gradilištu i tu se formira ispuna (zidanjem, panelima i sl.).

Kod usvojenog rešenja prefabikuje se jedna jedina vrsta ferocementnog elementa (malo pogolema cigla) koji je u suštini ispuna.

Elementi se prevoze na gradilište u paketima: tri paketa po šest elemenata su u potpunosti u okviru standardnih transportnih gabarita. Za raspon od 17m to je 89 m^2 poda u jednom transportu. Na gradilištu se postavljaju na čeličnu lučnu konstrukciju koja nosi ferocementne elemente u fazi monolitizacije, kao i gazišta sa kojih radnici obavljaju aktivnosti izgradnje hale.

Elementi se postavljaju tako da se između dva lučna niza ferocementnih elemenata formiraju armirano-betonski lukovi kao nosiva konstrukcija hale. Po sazrevanju betona u armiranobetonskim lukovima uklanjaju se čelični lukovi-alat.

Potom je potrebno samo ofarbati površinu ferocementne hale iznutra, te izvesti hidroizolaciju izvana i ugraditi stakla u prozorske okvire koji su već sastavni deo ferocementnih elemenata.

Na taj način se dobija hala lučnog oblika koja u slučaju raspona od 17 m ima cca 100 m^3 zatvorenog prostora po dužnom metru podužne ose hale.

Eventualne unutrašnje pregrade se izvode u skladu sa namenom hala uz nezavisno temeljenje.

3.2. POSTUPAK MONTAŽE

Na izvedenu konstrukciju temelja i osnovne podne ploče dizalicom se izdižu čelični lukovi jedan po jedan i međusobno uvezuju pripremljenim rasponkama.

Nakon uvezivanja i ukrućivanja šest lukova, iznivelišu se "P" nosači elemenata kako bi montirani elementi postigli pravilno zadanu geometriju.

Montaža počinje tako da se uz korištenje kvalitetnog građevinskog lepka postave na temelje po dva elementa sa svake strane uz međusobni razmak predviđen za izlivanje armirano betonskog luka.

Postupak montaže se nastavlja postavljanjem sledećih redova elemenata sa svake strane naizmenično uz međusobno lepljenje (zidanje).

slika 3 - montaža ferocementnih elemenata

Prostor koji ostaje između ta dva lučna niza elemenata se izarmira i zatvori čeličnom oplatom.

Sukcesivno se izliva beton u tako formirane šupljine i na taj način se formira armirano betonski luk u koji su uklještene podužne armature ferocementnih elemenata.

Montaža se nastavlja dizanjem sledeća dva čelična lučna nosača i "zidanjem" sledećeg lučnog niza ferocementnih elemenata i izlivanjem armirano betonskog luka sve do projektovane dužine hale.

3.3. NAMENA FEROCEMENTNIH HALA

Lepeza primene ferocementnih hala je vrlo široka:

- Školske sportske hale
- Proizvodne, industrijske i skladišne hale, hladnjače
- Poslovni i stambeni objekti itd.
- Škole, dečiji vrtići, zdravstveni dispanzeri, starački domovi

3.4. PREDNOSTI FEROCEMENTNIH HALA

- Brza gradnja (1 do 3 meseca za 1000 m^2 poda)
- Kvalitetno rešeni problemi statike, termike, hidroizolacije, osvetljenja itd.
- Povoljna cena (20% jeftinije od standardne gradnje)
- Jeftino i jednostavno održavanje
- Potpuna rezistentnost na zemljostrese
- Trajnost
- Smanjeni troškovi za zagrevanje

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

*Milenko Milinković**

SOLARNA KUĆA - ENERGETSKA EFIKASNOST

Rezime:

Prikazane su opšte napomene o potrebi traženja rešenja izgradnje kuća po principu energetske efikasnosti. Kroz analizu zahteva iz projektnog zadatka usvojeno je rešenje solarne kuće u formi polulopte realizovane u tehnologiji ferocementnih ljusaka. Prikazana su usvojena rešenja za aktivni i pasivni zahvat sunčeve energije, način skladištenja te energije. Obrazložen je izbor rešenja da se kuća ukopa u zemlju u cilju ostvarivanja minimalnih gubitaka toplote. Nadalje prikazani su režimi funkcionisanja solarne kuće zimi i leti. Tabelarno su prikazani proračuni očekivanog zahvata sunčeve energije, gubici toplotne energije kuće kao i energetski bilans.

Ključne reči: energetska efikasnost, solarna kuća, ferocement, energija sunca

SOLAR HOUSE - ENERGY EFFICIENCY

Summary:

We have shown common comments about the need of looking for the construction of houses by the energy efficiency principle. Through the analysis according the request from project task, it is adopted the solution of solar house in the form of half ball realized in the technology of Ferrocement shells. We showed the adopted solutions about which the house need to be buried into the ground in the aim of minimal lost of heat. Further are shown regimes of functioning the solar house on winter and summer. In the tables are shown the calculations of the expected overtake of the sun energy, lost of the energy of house, and energy balance.

Key words: energy efficiency, solar house, ferrocement, energy of the sun

* dipl. ing. el., predsednik kompanije "Milinković Company" d.o.o. Beograd

UVOD

Svest o ograničenim izvorima energije odavno je već u svetu nametnula potrebu za racionalnim korišćenjem energije. U tom smislu definisana je i potreba za traženjem rešenja za racionalnu potrošnju jednog od najvećih potrošača energije - grejanje prostora u kojima ljudi žive i borave.

Sunce emituje na Zemlju ogromnu energiju: godišnje $1{,}5x10^{18}$ kWh odnosno sunce za manje od jednog dana emituje na zemlju više energije nego što je energetski potencijal svih svetskih poznatih zaliha fosilnih goriva (nafta, gas, ugalj).

Paralelno sa traženjem tehničkih rešenja za racionalnom potrošnjom energije tražena su i rešenja da se na isplativ način koristi nepresušni izvor energije - sunčeva energija.

1.1 PROJEKTNI ZADATAK

Pre više od trideset godina zainteresovao me izazov traženja optimalnih rešenja za zahvat sunčeve energije za grejanje kuća. Činjenica da sunčeve energije ima najviše leti, pogoduje lakom rešavanju zagrevanja sanitarne tople vode praktično tokom cele godine.

No, kod rešavanja problema zagrevanja kuća korištenjem sunčeve energije suočavamo se sa činjenicom da sunčeve energije ima najmanje kad je najviše treba - zimi.

Vremenom sam sebi definisao projektni zadatak:

A - obezbediti maksimalni zahvat sunčeve energije

B - barem deo te energije uskladišti i koristi kada sunca nema

C - ostvariti minimalne gubitke toplotne energije

1.2 OSNOVNI PRINCIPI ZA REALIZACIJU PROJEKTNOG ZADATKA

Proučavajući literaturu i analizirajući razna rešenja u startu sam odbacivao ona koja su bila komplikovana i skupa. Dakle, generalni princip kojim sam se rukovodio je bio da za realizaciju projektnog zadatka pronađem prirodna, jednostavna i jeftina rešenja.

1.2.1 Zahvat sunčeve energije

Da bi se obezbedio maksimalni zahvat sunčeve energije neophodno je osmisliti rešenja da se obezbedi što veća površina prema jugu kako bi se moglo što pasivnim što aktivnim zahvatom prikupiti u objekat što više sunčeve energije.

Opredeljenje da se obezbedi aktivan zahvat sunčeve energije značilo je da na južnoj strani treba predvideti veliku površinu kolektora, a da bi se obezbedio pasivan zahvat potrebna je velika staklena površina na južnoj strani objekta kako bi što više sunčeve svetlosti ulazilo u objekat da zagreva unutrašnjost objekta.

1.2.2. Akumuliranje sunčeve energije

Prilikom traženja jeftinog i jednostavnog rešenja za akumulaciju toplotne energije kada je ima više nego što je u tom trenutnku potrebno, za periode kada je

nema dovoljno, opredelio sam se za kombinovano rešenje: da se energija nastala pasivnim zahvatom sunčeve energije (zagrevanjem vazduha) akumulira u kamenom spremniku, a energija zahvaćena aktivnim zahvatom – zagrevanjem vode u sunčevom kolektoru delom uskladištiti u kameni spremnik (600 tona kamena i betona), a delom za zagrevanje vode bazena unutar kuće (60m^3 vode).

1.2.3. Minimizacija gubitka toplote

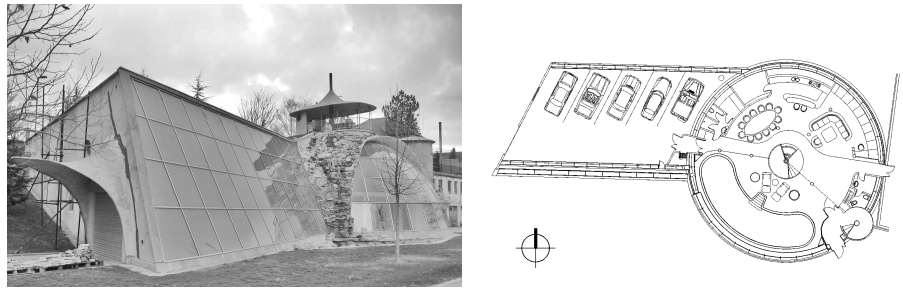
U okviru zadane fizike objekta gubici toplote zavise od površine objekta prema vanjskom prostoru, što nameće zaključak da u okviru zadanog prostora ta površina treba da bude što manja- - optimum u tom smislu je sferni oblik.

Sa druge strane gubici zavise od gradijenta temperature (razlika između unutrašnje i vanjske temperature). Ako se objekat definisane fizike nalazi u ekstremnim klimatskim uslovima –20^{0}C, pri unutrašnjoj temperaturi od +20^{0}C, gradijent je 40^{0}C i srazmenrno tome i gubici toplote. Ako se isti objekat, pri istoj temperaturi vazduha –20^{0}C ukopa u zemlju, gde je temperatura u proseku +5^{0}C, pa je to sada spoljnja temperatura za taj objekat; gradijent temperature je više nego prepolovljen pa samim tim i gubici.

2. KONSTRUKCIJA SOLARNE KUĆE

Kuća je izgrađena u formi polulopte prečnika 18,5m, ukopane u zemlju što obezbeđuje minimum toplotnih gubitaka. Vidljiv je samo južni deo polulopte koji je u staklu (cca 100 m^2) što obezbeđuje pasivni zahvat sunčeve energije. Na kupolu se nastavlja polucilindrična garaža 9x18m na koju se naslanja velika površina solarnih kolektora (110 m^2) - aktivni zahvat sunčeve energije.

Konstrukcija kuće sačinjavaju dve ferocementne ljuske na razmaku od 40 cm, spregnute ferocementnim lučnim rebrima, koji zajedno čine komore kroz koje cirkuliše vazduh. Debljina ljusaka i rebara je 2 do 4 cm.



slika 1 - izgled solarne kuće, osnova

U tehnologiji ferocementa izrađeni su i garaža, bazen, spiralna stepeništa, vidikovac.

Prizemlje je realizovano kao jedinstven prostor (220 m^2): dnevni, boravak, kuhinja, trpezarija, bazen, kamin, sanitarije.

3. REŽIMI FUNKCIONISANJA SOLARNE KUĆE

Prilikom projektovanja solarne kuće cilj je bio da se ostvare što stabilniji mikroklimatski uslovi u kući bez obzira na temperaturu izvan kuće.

Dvostruka ljuska od koje je objekat izgrađen omogućuje cirkulaciju vazduha kroz kameni akumulator toplote i vraćanje istog kroz središnji deo u unutrašnjost objekta što omogućuje zimi grejanje a leti hlađenje vazduha u objektu.

3.1. REŽIM ZIMA-DAN

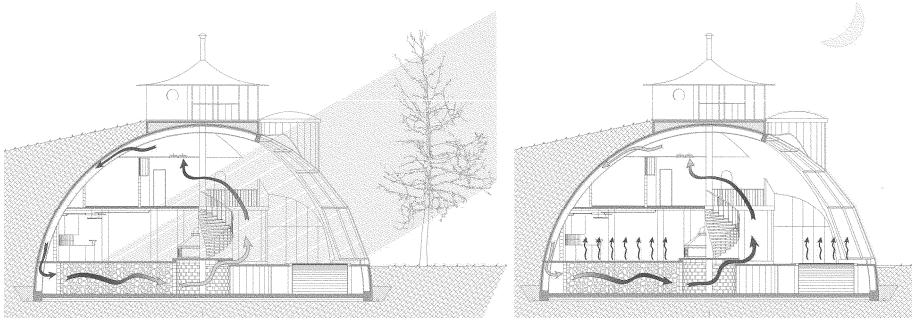
Svetlosna energija kroz staklene površine ulazi u objekat, zagreva vazduh, koji se kao lakši diže prema vrhu objekta i pod pritiskom dva ventilatora cirkuliše između ljuski objekta kroz tehnički nivo i na taj način se zagreva akumulator toplote.

Istovremeno cirkuliše voda iz bazena kroz solarni kolektor, zagreva se, prolazi kroz izmenjivač u centralnom delu teničkog nivoa, u zoni unutrašnje cirkulacije vazduha, predaje deo energije vazduhu, daljim prolaskom kroz podni izmenjivač tu predaje deo toplote i vraća se u bazen.

U periodu kada sunca nema dovoljno, na raspolaganju je kamin u centralnom delu dnevnog boravka čijim loženjem se zagreva vazduh koji cirkuliše oko ložišta i uključuje se u centralni tok cirkulacije vazduha.

Sav višak toplote se akumulira u kamenom akumulatoru toplote.

Pored toga ugradiće se i toplotna pumpa koja će toplotu vode iz bunara ($+10^0$C) prenositi u drugi izmenjivač koji se takođe nalazi na putu centralne cirkulacije vazduha pa se ostvaruje isti efekat - zagreva se vazduh unutar objekta, a višak toplote akumulira u kamenom spremniku.



slika 2 - režim zima dan - zima noć

3.2. REŽIM ZIMA-NOĆ

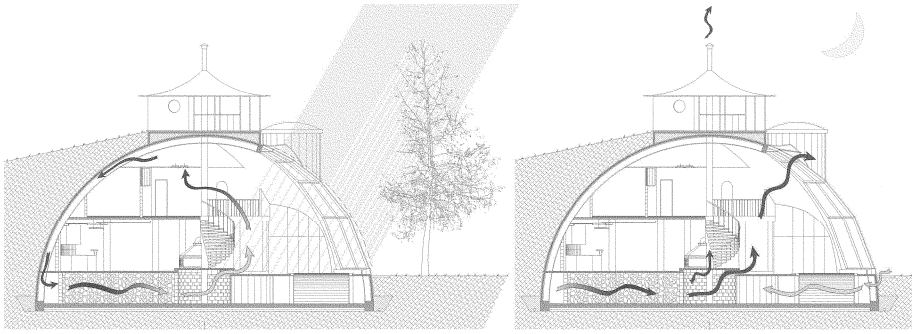
Noću toplota akumulirana u kamenom akumulatoru toplote koji se nalazi ispod dnevnog boravka po principu podnog grejanja održava toplotu u dnevnom boravku a centralnom cirkulacijom vazduha (procesori upravljaju radom ventilatora) nadoknađuju se gubici toplote iz objekta preuzimanjem toplote iz akumulatora toplote.

3.3. REŽIM LETO-DAN

Velika staklena površina kuće leti može dovesti da previše sunčeve energije uđe u kuću i iz tog razloga se ta energija značajno reducira tako što se početkom proleća postavi polutransparentni zastor na za to predviđena mesta sa spoljašnje strane stakla.

Toplota koja uđe u kuću odvodi se centralnim cirkulisanjem vazduha u akumulator toplote pa se temepratura vazduha u kući održava na zadanom nivou.

Ukoliko je potrebno propušta se bunarska voda kroz centralni izmenjivač i tako hladi vazduh u kući.



slika 3 - režim leto dan - leto noć

3.4. REŽIM LETO-NOĆ

Kada temperatura spoljašnjeg vazduha tokom noći padne ispod 20^0C, aktivira se treći ventilator koji ubacuje spoljašnji vazduh kroz akumulator toplote, vazduh izlazi iz objekta kroz otvorene prozore i dimnjak i hladi akumulator toplote.

4. ENERGETSKI BILANS

Veliki toplotni kapacitet kuće (da bi se u unutrašnjosti promenila temperatura za 10^0C potrebno je dovesti-odvesti preko 2100 kWh toplotne energije) omogućuje vrlo stabilne klimatske uslove u kući.

4.1. ZAHVAT SUNČEVE ENERGIJE (*Tabela 1)*

			veranda			kolektori		
mesec	**prosečna temp. (^{0}C)**	**energija / dan (kWh/m2)**	**iskorišćenje 90%**	**za 90 m^2**	**energija za 30 dana**	**iskorišćenje 50%**	**za 80 m^2**	**energija za 30 dana**
X	+12,5	3,1	2,8	252	7560	1,6	128	3840
XI	+6,7	1,5	1,3	117	3510	0,8	64	1920
XII	+2,0	1,1	1,0	90	2700	0,5	40	1200
I	-0,5	1,4	1,3	117	3510	0,7	56	1680
II	-1,3	2,3	2,0	180	5400	1,1	88	2640
III	+6,4	3,3	3,0	270	8100	1,6	128	3840

4.2. GUBICI TOPLOTNE ENERGIJE (*Tabela 2)*

			GUBICI kWh/dan				
mesec	**prosečna temp. (^{0}C)**	**ΔT(^{0}C)**	**zid**	**staklo**	**prema zemlji**	**izmena vazduha**	**ukupno dnevno**
X	+12,5	6	5	28	80	29	162
XI	+6,7	12	9	57	80	55	201
XII	+2,0	16	12	76	80	75	243
I	-0,5	19	14	90	80	89	263
II	-1,3	20	15	95	80	93	283
III	+6,4	12	9	57	80	55	201

4.3. ENERGETSKI BILANS (*Tabela 3)*

mesec	**gubici ukupno mesečno**	**dobijena solarna energija iz kolektora i kroz verandu**	**potrebna dodatna energija (kWh)**
X	4860	11400	
XI	6030	5430	600
XII	7290	3900	3390
I	7890	5190	2700
II	8490	8040	450
III	6030	11940	
			Σ 7140 kWh

Iz gornje tabele vidljivo je da će prema proračunima pored energije sunca za grejanje kuće biti potrebno iz drugih izvora cca 7000 kWh toplotne energije ili cca 20 kWh/m2 na godišnjem nivou, što ukoliko se kroz merenje koja će se izvoditi tokom sledeće zime pokaže tačnim svrstava ovu solarnu kuću u sam vrh energetski efikasnih kuća u svetu.

slika 4 - enterijer

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Milovan Kršikapa[1]

AEDES SISTEM – VISOKOSERIJSKA PROIZVODNJA SAMONOSEĆIH PANELA I OSTALIH GRADIVNIH ELEMENATA POTREBNIH ZA MASOVNU GRADNJU

Rezime:

AEDES sistem sačinjavaju patentirana inovativna rešenja za visokoserijsku proizvodnju prefabrikovanih samonosećih panela i ostalih gradivnih elemenata koja omogućavaju masovnu horizontalnu i vertikalnu gradnju objekata. AEDES objekti otporni su na zemljotrese od 10^{tog} stepena Merkalija, odnosno 8^{mog} Rihtera, i razorne vetrove koji duvaju i preko 250,0 km/h, mogu fazno da se dograđuju sa više spratova i mogu više desetina puta da se demontiraju i ponovo montiraju. U potpunosti zadovoljavaju vodeće svetske standarde (USA, Kanada, EU, Australija, Rusija, Japan, Kina).

Ključne reči: Masovna gradnja, demontažni objekti, otporni na zemljotrese i jake vetrove

AEDES SYSTEM - HIGH SERIES PRODUCTION OF SELF-BEARING PANELS AND OTHER BUILDING ELEMENTS WHOES NECESSARY FOR MASS CONSTRUCTION

Summary:

AEDES system consists of the innovative patent solutions for high series production of prefabricated self-bearing panels and other building elements necessary for the high series horizontal and vertical building. AEDES facilities are resistant against the earthquakes up to magnitude 10 of the Mercalli scale, i.e. magnitude 8 of the Richter scale, as well as severe wind blasts even over 250, 0 km/h. In addition, these facilities are easily extended with additional floors and can be dismantled and remounted for several dozens of times and completely satisfy the leading world standards (USA, Canada, EU, Australia, Russia, Japan, China)

Key words: Mass building, dismounting houses, resistant of earthquakes and strong winds

[1] Dipl. ing. građevinarstva i autor i vlasnik AEDES SISTEMA

1. Kratak opis AEDES sistema

Davne 1988. godine proizveli smo prvu verziju inovativne tehnologije sa osnovnim ciljem da ostvarimo visokoserijsku proizvodnju prefabrikovanih samonosećih panela i ostalih gradivnih elemenata, kako bi mogli da organizujemo masovnu horizontalnu gradnju AMER kuća.

Suštinu tehnologije predstavlja kompozitna struktura samonosećih zidnih i podnih panela, sa optimalnim izborom ugrađenih materijala, čime je obezbeđena velika nosivost i krutost objekata. Nivo prefabrikacije elemenata u fabrici je i do 90%, tako da je potreba za radnom snagom i mehanizacijom na gradilištu svedena na minimum. Svi paneli konstruktivno su oblikovani od laganog nosećeg obodnog rama (NOR), noseće sekundarne konstrukcije (NSK) i kompozitne ispune (KI). Osnovni princip je da svi materijali koji se ugrađuju u samonoseće panele obavezno učestvuju i u njihovoj nosivosti i krutosti. NOR samonosećih panela i noseća konstrukcija objekta u celini izvedeni su od namenski oblikovanih otvorenih tankozidnih čeličnih profila. U osnovnoj varijanti izvodi se od čelika kvaliteta Č0361, a može da se izvoditi i od kvalitetnijeg čelika, ali i od kompozitnih karbonskih vlakana, čime se postiže veliku nosivost. U osnovnoj verziji NSK se takođe izvodi od otvorenih tankozidnih čeličnih profila (Č0361) ili drvenih gredica, a može se izvoditi i od kvalitetnijeg čelika, ili od kompozitnih karbonskih vlakana. Ovakva konstruktivna rešenja za NOR i NSK obezbeđuju panelima veliku nosivost i krutost, ali i omogućavaju da se za KI mogu koristiti gotovo svi raspoložvi građevinski materijali. Samonoseći paneli konstruktivno su oblikovani po principu unifikacije, tipizacije i modularne koordinacije. Time se omogućava da se u izgradnji najrazličitih objekata, bez obzira na njihovu arhitekturu, spratnost ili namenu, upotrebljavaju uvek isti paneli. Povezivanje samonosećih panela kako međusobno, tako i sa rešetkastim međuspratnim nosačima i čeličnim ankerima fundamenta izvodi se preko tipiziranih, unificiranih i jednostavnih veza, što omogućava veoma brzu i laku montažu na gradilištu. To znači da se noseća konstrukcija objekta dobija međusobnim povezivanjem zidnih panela i njihovim spajanjem sa rešetkastim međuspratnim nosačima (RMN). Objekat u fazi montaže nema prethodno izgrađenu noseću konstrukciju, već ista nastaje međusobnim povezivanjem zidnih i podnih panela sa RMN-ma. Povezivanje svih gradivnih delova objekta ostvaruje se preko tipiziranih, unificiranih i jednostavnih veza, čime se obezbeđuje brza, laka i jednostavna montaža objekata na gradilištu.

AEDES objekti su u fazi montaže ramovska konstrukcija, dok nakon završetka montaže postaju prostorna panelna konstrukcija. Za objekte spratnosti P+4+Pk koriste se čelični profili debljine 2,0 i 3,0 mm, dok je za veću spratnost potrebna veća debljina čeličnih profila, kvalitetniji čelik, ili profili od karbonskih vlakana. Korišćenjem kompozitnih ugljeničnih materijala za NOR i SNK moguća spratnost AEDES objekata višestruko se povećava.

Da bi se ostvarila visokoserijska gradnja od 10.000-20.000 kuća godišnje po jednoj fabrici, potrebno je ugraditi najsavremeniju robotizovanu tehnologiju u fabrike, kakva danas već uveliko postoji u razvijenim zemljama, a tada će nam ceo svet biti potencijalno tržište.

Svi objekti koje grade drugi proizvođači montažnih kuća mogu da se grade i u AEDES sistemu, ali samo AEDES objekti mogu imati spratnost P+4+Pk ili većoj. Takođe, samo AEDES objekti imaju veliku otpornost i krutost na razorne vetrove i zemljotrese, što nema ni jedan dugi montažni objekat koji se serijski proizvodi. Jedino AEDES objekti mogu više desetina puta da se demontiraju i ponovo montiraju na lokacijama koje su međusobno udaljene i više hiljada kilometara. Kupci AEDES objekata imaju ekskluzivnu mogućnost da svoje objekte mogu naknadno da dograđuju za jedan ili više spratova.

U AEDES sistemu grade se **kuće** za fizička lica i **javni objekti** za pravna lica (upravne i posovne zgrade, stambene zgrade sa 20-tak i više stanova, turistički objekti, zdravstvenei objekti, trgovački objekti, vrtići, škole, restorani, moteli, privremeni i stalni objekti, više desetina puta demontažni i ponovo montažni objekti za potrebe vojske,policije, u istraživanju rudnih bogastava i nafte, naučno istraživačke misije i dr.).

- omogućava da objekti u potpunosti ispunjavaju i najstrožije tehničke i ekološke kriterijume svih vodećih svetskih standarda (USA, Kanada, EU, Australija, Rusija, Japan, Kina).

AEDES tehnologija je jedina u Evropi koja omogućava visokoserijsku proizvodnju dva osnovna tipa objekata, AMER i EURO, u zavisnosti od materijala od kojih se grade:

- objekti kod kojih je fasada i obloga koje se ugrađuje u samonoseće zidne i podne panele proizvedena od drveta ili drvenih prerađevina (drvene gredice, šper ploča, iverica i OSB ploča) – ovi objekti namenjeni su tržištima kod kojih postoji duga tradicija korišćenja drvenih kuća (objekat kupcu izgleda kao drvena kuća na koju je navikao, samo što ima znatno veću nosivost i krutost i može da se gradi do P+4+Pk)
- objekti kod kojih je fasada proizvedena od „čvrstih" materijala kao što su: bojena fasada od fasadnog maltera, fasada od fasadne opeke i sl., a obloga koje se ugrađuje u samonoseće zidne i podne panele izvedena je od lakog betona - ovi objekti namenjeni su tržištima kod kojih postoji duga tradicija korišćenja zidanih kuća (objekat kupcu izgleda kao klasična zidana kuća na koju je navikao, samo što ima znatno veću nosivost i krutost i može da se gradi do P+4+Pk)

2. Inovativnost i jedinstvenost gradnje u AEDES sistemu AMER i EURO kuća i javnih objekata su:

1. Omogućava visokoserijsku industrijsku proizvodnju zidnih panela, pregradnih panela, međuspratnih panela i ostalih gradivnih elemenata, čime se stvaraju preduslovi za masovnu horizontalnu i vertikalnu gradnju (1.000-10.000 objekata godišnje u jednoj fabrici, što je 3-30 puta veća proizvodnja u odnosu na proizvodnju drvenih kuća),
2. Visokoserijska industrijska proizvodnja svih panela i ostalih gradivnih elemenata organizovana je kao „linijska proivodnja na traci". Tehnologija proizvodnje omogućava visok nivo produktivnosti, čime su stvoreni uslovi da jedna fabrika u Srbiji (Mostogradnja Beograd, Zavarivač Vranje ili Jedinstvo-Metalogradnja Sevojno) sa sadašnjim nivom tehničke i tehnološke opremljenosti može da proizvede 500-1000 AEDES AMER ili EURO kuća godišnje (3-5 puta više nego fabrike koje proizvode AMER drvene kuće).
3. Omogućava visoku prefabrikaciju svih panela i drugih gradivnih elemenata u fabrici (i do 90%). Konstruktivna rešenja AEDES sistema omogućavaju da se u fasadne panele ugrađuje stolarija i fasada, u pregradne stolarija, a u krovne panele krovni pokrivač i prozori. Na taj način moguća je visoka finalizacija prefabrikacije objekta u fabrici, dok su radovi na gradilištu svedeni na minimum.
4. Omogućava laku, brzu i suvu montažu kuća i javnih objekata i na velikim udaljenostima. Visoka finalizacija panela i drugih gradivnih elemenata u fabrici, njihova mala težina, tipizirane i unificirane međusobne veze svih gradivnih delova objekta rezultiraju sa lakom, brzom i suvom montažom uz maksimalno smanjenje

radne snage i mehanizacije na gradilištu (duplo brža od montaže klasičnih AMER kuća i višestruko brže od gradnje zidanih kuća).

5. Velika nosivost i krutost samonosećih panela i RMN-ča omogućava veliku otpornost i krutost izgrađenim objektima na razorne zemljotrese i vetrove. Lagana noseća čelična konstrukcija objekta, nastala spajanjem NOR-ma, SNK-je i RMN-ča sa tipitiranim uklještenim vezama daje obektu veliku otpornost i krutost na ekstremne uticaje razornih zemljotresa i vetrova (velika otpornost objekata na zemljotrese 10^{tog} stepena Merkalija, odnosno 8^{mog} stepena Rihtera i na razorne udare vetra od preko 250,0 km/h).
6. Od istih panela i gradivnih elemenata realizuje se masovna horizontalna i vertikalna gradnja (isti paneli se koriste kao osnovne gradivne jedinice i za gradnju porodičnih kuća spratnosti P+1, ali i za gradnju velikih stambenih i poslovnih zgrada sa 20-tak i više stanova optimalne spratnosti P+4+Pk). Kompozitnom strukturom samonosećih panela, u kojem svaki ugrađeni materijal ima svoje namenski određeno mesto i načinom na koji su ti materijali međusobno povezani, ostvaren je osnovni princip da svaki ugrađeni materijal, ekvivalentno svojom čvrstini i krutosti učestvuje u ukupnoj nosivosti i krutosti svakog panela. Jake uklještene veze kako panela međusobno, tako i panela sa RMN-ma i ČA, drugi su bitan faktor koji je omogućio da se od istih panela i drugih gradivnih elemenata može ostvariti masovna horizontalna gradnja, ali i vertikalna gradnja objekata optimalne spratnosti P+4+Pk. Za zahtevanu veću spratnost objekta potrebno je ili povečati debljinu osnovnog čeločnog profila od kojeg se gradi NOR i RMN, ili ga proizvoditi od čelika višeg kvaliteta, odnosno od kompozitnih ugljeničnih vlakana.
7. Omogućava naknadnu dogradnju jedne ili više etaža AEDES objekata. Vremenom se ukazuje potreba za dogradnjom kuće ili javnog objekta, zbog proširenja porodice ili povećanja obima posla. Dogradnja jednog ili više spratova izvodi se brzo, kvalitetno i bez narušavanja prethodno izgrađenog objekta.
8. Masovna gradnja AEDES kuća i javnih objekata ekonomična je i kokuretna i na velikim udaljenostima od 10.000-20.000 km, jer su svi gradivni elementi veoma lagani, gabarita da mogu da se transportuju i kontejnerima, što omogućava lak i jednostavan transport do gradilišta, a potreba za mehanizacijom i radnom snagom na gradilištu svedena je na minimum.
9. Omogućava masovnu, brzu i ekonomičnu gradnju čitavih naselja i u uslovima kratke građevinske sezone. Zbog visoke prefabrikacije gradivnih elemenata u fabrici, lake i brze montaže, moguća je masovna gradnja velikog broja objekata u veoma kratkom periodu. Ovo je od izuzetnog značaja za predele sa visokim ili niskim temperaturama.
10. Omogućava da se objekti mogu više desetina puta demontirati bez oštećenja i ponovo montirati. Ova jedinstvenost AEDES objekata ima višestruku dimenziju:

- rešavanje problema starih objekata više nije samo trošak nastao njihovim rušenjem, već postaje profitabilan biznis za vlasnika, obzirom da stari objekat može da se proda trećem licu, koji će ga montirati za svoje potrebe
- za posebne namene (vojska, policija, istraživanja nafte i rudnih bogastava i naučne ekspedicije) kada je potrebno po obavljenom poslu demotirati čitava naselja i ponovo ih montirati na drugu lokaciju

11. Svi objekti visokogradnje, bilo koje arhitekture ili namene mogu se graditi u AEDES sistemu. Veoma česti problem uklapanja novog objekta u postojeću arhitekturu

naselje, AEDES objekti veoma lako rešavaju, obzirom da se u njih može ugraditi bilo koja fasada ili neki tipični lokalni materijali.

12. Omogućava da objekti u potpunosti ispunjavaju i najstrožije tehničke i ekološke kriterijume svih vodećih svetskih standarda (USA, Kanada, EU, Australija, Rusija, Japan, Kina).

Proizvođači AEDES objekata jesu direktni korisnici inovacione tehnologije i to su: GP Mostogradnja AD Beograd, MPPP Jedinstvo-Metalogradnja AD Užice i SZP Zavarivač AD Vranje, sa desetinama koperanata.

Indirektni korisnici su na stotine preduzeća koja se bave proizvodnjom građevinskog materijala, ugradnjom fasada i krovnih pokrivača, završnih i zanatskih radova, instalacijama vodovoda i kanalizacija, grejanja i elektro instalacija. Formiraće se i mnoga nova preduzeća koja će se specijalizovati za transport i montažu AEDES objekata, njihovo održavanje i servisiranje.Takođe, nova preduzeća baviće se: dogradnjom AEDES objekata, ili njihovim demontažom, preseljenjem i novom montažom na drugoj lokaciji.

3. Geneza razvoja inovacione tehnologije

Prvi inovacioni projekat iz oblasti prebabrikovane gradnje uradili smo davne 1988. godine sa prvom generacijom sistema. Za potrebe kupca trebalo je da napravimo prefabrikovanu AMER kuću spratnosti P+1+Pk koja je trebalo da se masovno gradi širom SAD, kako u primorskim tako u planinskim regionima, ali i u regionima gde duvaju razorni uragani i tornada, ili u Kaliforniji gde deluju snažni zemljotresi. Projektovanjem već prve kuće spratnosti P+1+Pk i površine 180,0 m2 (kuća na Slici 1) u potpunosti smo ispunili sve zahteve kupca. Potražnja i zahtevi za masovnom gradnjom širom SAD bili su iznad naših očekivanja. Izvoznik Jugometal Beograd potpisao je sa američkim kupcem predugovor na petogodišnju isporuku od 50.000 kuća, sa dinamikom isporuke od 10.000 kuća godišnje. Za niski nivo grubih radova ugovorena cena je bila 180,0 $/м2, tako da je godišnja vrednost posla bila 3.240.000.000,0 $. SZP Zavarivač Vranje proizveo je i montirao prototip kuće za 13 dana, koja je locirana na beogradskom sajmu. Pregled i kontrola stručnjaka iz SAD, koje je angažovao kupac, potvrdili su da izgrađena kuća u potpunosti ispunjava sve kriterijume i standarde koji važe na teritoriji SAD. U 1989. godini proizvedeno je 10 ovakvih kuća koje je kupac želeo da izgradi u okolini Njujorka kao prodajne uzorke za dilere kućama. Do realizacoije posla nije došlo zbog uvedenih sankcija.

Slika 1 – Kuća Beograd

Pored kuće na beogradskom sajmu, izgrađena je dupla AMER kuća u Moskvi, iza KT biroa, pet AMER kuća je montirano u austrijskim Alpima. Od preostalih elemenata izgrađen je biznis centar u Vranju.

Na predlog američkog investitora učestvovali smo na tenderu Izraelske vlade 1990. godine za izgradnju naselja za jevrejske imingrante. U konkurenciji najvećih proizvođača celog sveta ušli smo u uži izbor među prvih 12 najboljih ponuda. Imali smo ponudu da izgradimo naselje

od 20.000 kuća, ali nismo mogli blagovremeno da obezbedimo kredite i garancije naših banaka za ovako veliku proizvodnju. Kada smo, nakon pregovara sa velikim koncernom Thyssen iz Nemačke uspeli da obezbedimo zatvaranje finansijske konkurencije za realizaciju posla, usledile su sankcije.

Sa Avtoexportom iz Moskve potpisali smo predugovor za izgradnju 52 AMER kuće u naselju Domadedovo za iznos od 6.500.000,0 $. Do realizacije posla nije došlo, jer Progres i Avtoexport nisu mogli da se dogovore oko ranijih međusobnih potraživanja, pa su se međusobno ucenjivali preko izgradnje ovog naselja.

Sa nemačkom kompanijom pregovarali smo 1997. godine o izgradnji naselja od 200 kuća u okolini Hanovera. Do realizacije nije došlo zbog rata na Kosovu.

4. Značaj AEDES tehnologije u odnosu na ciljne grupe i korisnike

Značaj inovacione tehnologije najbolje će se sagledati kroz zadovoljene potrebe kupaca u selektiranim ciljnim grupama.

Serijskom i visokoserijskom gradnjom EURO kuća i javnih objekata ponudićemo prvi put tržištu Srbije, ali i širom Evrope, potpuno nov proizvod. Do sada je gradnja kvalitetnih EURO kuća bila skupa i isključivo se gradila na licu mesta. One su privilegija bogatijeg dela stanovništva, dok većinski siromašniji deo stanovništva to sebi ne može da priušti, već sami grade „jeftine zidane kuće“, gotovo po pravilu veoma lošeg kvaliteta, bez termo izolacijei sa mnogim problemima u periodu eksploatacije.

Na najvećim tržištima sveta, kao što su EU, SAD i Rusija niša montažnih i prefabrikovanih kvalitetnih EURO kuća potpuno je prazna. Sva istraživanja i analize potvrđuju veliku potražnju za kvalitetnim EURO kućama izuzetnih otpornosti na ekstremne spoljašje sile, koje se brzo grade i koje su po cenama pristupačne i najširim slojevima stanovništva.

Za **ciljnu grupu 1** gradićemo kvalitetne, lepe i arhitektonski raskošne kuće i javne objekte, koji će se u potpunosti uklapati u postojeći ambijent lokalne arhitekture. AEDES objekti biće znatno jeftiniji od kvalitetnih objekata građenih na licu mesta (minimum 20%-30%). Kada bude postignut puni kapacitet visokoserijske proizvodnje, a to je za par godina, troškovi gradnje znatno će se smanjiti, što će cene AEDES objekata učiniti pristupačnim i za siromašnije slojeve stanovništva. Naš cilj je da gotovo u potpunosti eliminišemo potrebu za gradnjom „jeftinih zidanih kuća“.

Izuzetna tehnička svojistva AEDES okjekta naročito će doći do izražaja kod ciljnih grupa 2, 3 i 4, obzirom da se po tim svojstvima u potpunosti izdvajaju od ostalih montažnih objekata. To znači da kupac u **ciljnoj grupi 2** može kad poželi (na pr. svake 5-te godine) da dograđuje svoju kuću ili javni objekat sve dok on ne bude imao spratnost P+4+Pk (konkurencija gradi isključivo P+Pk bez ikakve mogućnosti dogradnje novih spratova). Takođe, kupac će moći prvi put da za svoje potrebe demontira staru AEDES kuću i da je montita na drugoj lokaciji kao vikendicu ili kuću, ili da je proda trećem licu kao „polovnu“. To znači da će umesto troškova za rušenje kuće moći da ostvari zaradu od njene prodaje.

Visoki nivo prefabrikacije u fabrici, svodi radove na gradilištu na minimum. U **ciljnoj grupi 3** AEDES objekti imaju značajnu prednost u odnosu na kunkurenciju, obzirom na brzinu i kvalitet gradnje. Kratka grđevinska sezona, ili potreba kupca da u nepristupačnim predelima u kratkom vremenskom periodu obezbedi smeštaj ne mora više da se rešava sa kontejnerima ili nekvalitetnim drvenim kućama.

Vojska, policija, naučno istraživačke ekspedicije, eksploatacija nafte i rudnih bogastava i dr. moći će da, po obavljenim aktivnostima (1,2 ili 5 godina), demontiraju AEDES objekte i prenesu ih na drugu lokaciju na ponovnu gradnju (do sada je bila praksa da se izgrađeno naselje napušta ili eventualno proda po veoma niskoj ceni). AEDES objekti mogu više puta da se demontiraju i ponovo montiraju, što može biti od velikog značaja za nastup građevinarstva u Partnerstvu za mir.

Kada je u pitanju **ciljna grupa 4** situacija je veoma povoljna za plasman AEDES objekata, obzirom da nemamo nikakvu konkurenciju niti u EU niti u SAD. **Ni jedan proizvođač montažnih kuća i javnih objekata ne može da izgradi objekte takvih svojstava i kvaliteta, da bi oni mogli da izrže velike sile razornih vetrova i zemljotresa, kao što to mogu AEDES objekti.** Ovo je svakako velika šansa za našu građevinarstvo, obzirom da je potražnja za objektima velike otpornosti i krutosti u svetu svakim danom sve veća

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Milan Dević[1], Snežana Isaković[2]

EKOLOŠKA GRADNJA, BIONIČKI KREATIVNI INŽENJERING I SIMPROLIT SISTEM

Rezime:

Građevinske kompanije, vlade i zajednice širom sveta pokrenuli su inicijative usmerene na smanjenje ekološke štete izazvane izgradnjom i na integraciju novih procesa i tehnologija koji vode ka ekološki održivoj izgradnji. Kod nas još uvek nije u dovoljnoj meri probuđena svest o tome da našu urbanu budućnost možemo da preživimo samo ukoliko gradimo na načine koji ne samo da smanjuju ekološka oštećenja, već unapređuju zdravlje ekosistema i štite prirodne resurse. U ovom radu prikazani su i objašnjeni osnovni principi ekološke (zelene) gradnje i Bionike (Bioničkog kreativnog inženjeringa), sa akcentom na Simprolit sistem, sistem ekološke gradnje kreiran primenom osnovnih postulata Bionike.

Ključne reči: Ekosistem, zelena gradnja, ekologija, Simprolit® sistem

GREEN BUILDING CHALLENGE, BIONICAL CREATIVITY ENGINEERING AND THE SIMPROLIT SYSTEM

Summary:

Construction companies, governments and communities all around the world initiated activities on reducing ecological damage caused by building as well as activities on integrating new processes that lead to ecologically sustainable building. We are not yet aware enough that we can only survive our urban future if we build in ways that not only reduce environmental damage but also protect natural resources. This paper presents and describes basic principles of Green Building and Bionics (Bionic Creative Engineering) with emphasis on the Simprolit® system - Green Building system based on main characteristics of Bionics.

Key words: Ekosystem, Green Buildin, Ecology, Simprolit® system

[1] DTech. Milan Dević, dipl.inž.građ., Autor Simprolit® sistema, Akademik Akademije tehnoloških nauka Ruske Federacije, direktor više firmi u Simprolit Holdingu

[2] Snežana Isaković, dipl.inž.građ., SIMPROLIT d.o.o., Kostolačka 67, Beograd

1 UVOD

Narastajući ekološki problemi doveli su do saznanja o neophodnosti preorijentacije čovečanstva na put razvoja usmeren ka postizanju harmonije uzajamnih odnosa sa prirodom. Ekologizacija načina mišljenja je neosporno prvi i osnovni korak u ekologizaciji uzajamnog odnosa čoveka i prirode, jer samo postojanim ekološkim obrazovanjem i vaspitanjem može zaživeti ekološka etika.[*]

Predznaci globalne ekološke katastrofe inicirali su najvažniju aktivnost čovečanstva u savremenoj epohi – saznanje da put razvitka mora biti u harmoničnim odnosima sa prirodom i njenim resursima. A postizanje harmonije u uzajamnim odnosima sa prirodom ne može biti ostvareno bez ekologizacije pristupa gradnji, koji potom za rezultat daje ekologizaciju normi i pravila, počev od globalne postavke razvoja sistema, preko njegovog projektovanja i realizacije.

2 EKOLOŠKA GRADNJA – GREEN BUILDING CHALLENGE

Svaki sistem mora biti u harmoniji sa prirodom, oponašati je i regenerisati. Potrebna je krajnja opreznost u primeni sistema različitih od prirodnih, jer priroda je stvarana milionima godina i informacija njenog razvoja mora biti putokaz za sisteme koji računaju na dugovečnost i ekološku stabilnost. Promene su nelinearne – i mala izmena jednog resursa može dovesti do velikih izmena drugih.

Energija, vazduh i voda su osnovni izvori i uslovi postojanja ekosistema. I dok se pravilnim ekološkim mišljenjem i postupanjem vazduh i voda mogu obnavljati, energija sa tehnološkim razvojem čovečanstva postaje deficitarna komponenta ekosistema. Interesantan je podatak da se, pri dobijanju iz prirodnih sistema korisne produkcije, na njenu jedinicu troši sve više energije – na jednog čoveka Kkal/dan: u kamenom dobu oko 4.000, u feudalnom dobu 12.000, u industrijskoj epohi 70.000, dok se danas, u najrazvijenijim stranama, troši i preko 250.000! Pri tome je proces izdvajanja energije iz ekosistema nepovratan i kod njega se ne može govoriti o „kruženju“ energije pretvaranjem iz jednog oblika u drugi – u obratni tok vraća se zanemarljivo mala količina energije – ne više od 0,2%!

U cilju očuvanja ekosistema, a time i čovečanstva, još juna 1992. godine održana je konferencija OUN u Rio de Žaneiru „Planeta Zemlja“ vezana za razvoj i očuvanje okolne sredine. Konferenciji su prisustvovali najviši rukovodioci 179 zemalja sveta, kao i mnogobrojne medjunarodne državne i nevladine organizacije. Konferencija je pokazala da se socijalno-ekonomski problemi razvoja ne mogu više odvojeno posmatrati od njihovog uticaja na čovekovu okolinu. Prihvaćen je „Program mera za XXI vek“ sa pozivom svim zemljama sveta za „ekostabilnim“ razvojem, da bi se zadovoljile postojeće potrebe, ali ne podvrgavajući riziku sposobnost i mogućnost budućih pokolenja da i one zadovolje svoje potrebe. U kompleksu programa mera navedeni su i predlozi mera i zahteva za ostvarivanjem ekostabilne (ekološke, zelene) gradnje:

- ekostabilno projektovanje i izgradnja – politika, prijem rešenja, upravljanje;
- ekostabilno korišćenje energije; statistika korišćenja energije; energija pri zagrevanju i pri hlađenju; građevinska fizika; prozori i zaštita od insolacije; ekološki efekti poboljšanja toplotnog režima;

---

[*] *„Vi ne možete rešiti probleme istim tim načinom mišljenja koji je i stvorio te probleme“ – A.Ajnštajn*

- ekološki gradjevinski materijali; instrumenti i metode izbora adekvatnih građevinskih materijala; štetni ingradijenti; smanjenje ekološkog opterećenja od betona; revitalizacija postojećih objekata; prepreke i procesi na putu recirkulacije

- ocene životnog ciklusa objekata; zelene ocene objekata; instrumenti ocene i dugovečnost objekata; ekološki status objekata; nacionalni sistem ekološkog ocenjivanja kao izvor normativnih trebovanja za „zelenu“ gradnju; upoređivanje rezultata „zelenih“ objekata pri korišćenju raznih metoda ocene;

- program rada za ekostabilnu - ekološki opravdanu gradnju („Sustainable Construction Agenda“).

Upravljanje i organizacija su ključni aspekti razvoja ekostabilne gradnje, koja treba da rešava ne samo tehničke probleme, već i prateća socijalna, ekonomska, pravna i politička pitanja. Zbog toga je ekostabilna gradnja vrlo složen mehanizam sa veoma velikim brojem medjusobnih dejstava svakog od elemenata ponaosob.[*]

Prepreke ka progresu u ekostabilnoj gradnji najčešće su:

- profesionalna i konzervativna inercija koja štiti „status-kvo“,
- nedostatak razumevanja problema među profesionalnim učesnicima u projektovanju i gradnji,
- nepostojanje normativnih dokumenata i manje deklarativne, a više konkretne podrške države i društva,
- tržišna kretanja, kupovna moć stanovništva,
- nedovoljni, nekompletni ili nekorektno iskazani izvorni podaci,
- političko protežiranje lokalnih ili inostranih proizvođača,
- nepostojanje ili neprimenjivanje paketa kazneno-vaspitnih mera zbog prikrivanja ili neistinitog prikazivanja izvornih podataka koji bitno utiču na donošenje odluka kod izbora materijala ili funkcionisanja sistema.

3 BIONIČKI KREATIVNI INŽENJERING – BIONICAL CREATIVITY ENGINEERING

Bionika (od grčke reči „bion“ – osnovni elemenat života, živeći) je najčešće usvojen naziv za novu primenjenu nauku o tehničkim rešenjima zasnovanim na osnovnim principima organizacije, osobina, funkcija i struktura žive prirode. Osnovna oblast izučavanja bionike predstavljaju životne forme u prirodi i njihovi analozi u industrijskoj proizvodnji, idejama i rešenjima.[**]

Arhitekturno-gradjevinska bionika izučava zakone formiranja i obrazovanja struktura živih organizama, polazeći od osnovnih principa stvaralaštva žive prirode - ekonomije materijala, ekonomije energije i postizanja maksimalne u datim uslovima dugovečnosti.

Poslednjih godina bionika potvrđuje da je većina ljudskih patenata već „zapatentovano“ prirodom! Priroda milenijumima, a ljudi od ne tako davnih vremena grade po istim zakonima,

---

[*] *Pre više od 500 g. Pre nove ere kineski pesnik je pisao:„Ako mislite godinu unapred – sadite pšenicu. Ako mislite deset godina unapred, sadite drveće.Ako mislite sto godina unapred, vaspitajte čoveka“*

[**] *„Koliko god se čovečiji um starao da uz pomoć raznih oruđa postigne idealan cilj, nikada on neće naći izum, lepši, lakši i brži od izuma prirode, jer u njenim izumima nema ničega nedostajućeg i ničega suvišnog“Leonardo da Vinči*

primenjujući u postupku stvaranja optimalna konstruktivna rešenja – preraspodelu funkcija, prijem opterećenja, dugovečnost, ekonomiju materijala i ekonomiju energije. A s obzirom da su „živi objekti“ sazdani prirodom daleko savršeniji od onih koje čovek stvara, osnovni zadatak na putu razvitka naučno-tehničkog progresa predstavlja upravo osvajanje svih prednosti i karakteristika živih struktura.Tu spada i istraživanje novih materijala, arhitekturnih formi i konstruktivnih sistema, koji neće sadržati samo lepotu i harmoniju prirode, već i poštovati osnovni postulat izgradnje živih struktura – minimum energije uz maksimalnu dugovečnost. Na taj način, ne samo da će se dobiti mnogofunkcionalne „žive“ arhitektonske strukture („pametna kuća“ i sl.), već će se realizovati i osnovni zadatak ekološke gradnje – ostvarivanje harmonije sa prirodom i aktivno očuvanje životne sredine.

4 KOMPATIBILNOST SIMPROLIT SISTEMA SA PRINCIPIMA PRIRODE

Primena prirodnih principa sazdavanja konstruktivnih struktura živih organizama i njihovo preslikavanje na konstruktivna rešenja objekata otvara veoma široke horizonte ka efektivnim pravcima usavršavanja građevinarstva, počev od osnovnih struktura, pa sve do funkcionisanja izgradjenih objekata po principima minimuma korišćenja energije (u prirodi opstaju samo oni sistemi koji u svojem funkcionisanju koriste minimum raspoloživih resursa i energije).

Pri svem raznoobrazju struktura stvorenih prirodom u toku mnogomilenijumskog izbora, u osnovi konstruisanja izdvajaju se neki opšti principi:

- karakteristike formi i oblika – maksimalna čvrstoća i dugovečnost konstrukcije u prirodi obezbeđuje se pre svega krivoobraznim formama;
- odvojen prijem statičkih i dinamičkih opterećenja – statička opterećenja primaju se „pasivnim“ materijalima, za čije funkcionisanje se ne troši energija. Povremena i dinamička opterećenja prihvataju se ućešćem „aktivnih“ materijala za koje se dozvoljava trošenje energije (tipa mišića);
- razmeštaj nosivog materijala u pravcu prostiranja glavnih opterećenja – nosivi materijal kod pasivnih prirodnih konstrukcija raspoređuje se u pravcima dejstva postojanog opterećenja;
- povećanje opšte stabilnosti i prijem povremenih opterećenja vrši se nenosivim strukturama, koje u datom trenutku smanjuju opterećenje na nosivi sistem, pridajući mu nov kvalitet ukupnog povećanja stabilnosti uz minimalno koriščenja energije;
- racionalan raspored nosivih i nenosivih materijala – sve konstrukcije žive prirode (ćelije, tkiva i celi organizmi) održavaju formu na račun toga što uporedo sa čvrstim skeletom postoji elastičan sistem sastavljen od opni ispunjenim viskoznom protoplazmom;
- medjusobna podela funkcija – obično svaki element ponaosob ima striktno određenu funkciju (nosivu, termozaštitnu, transportnu), pri čemu se ne retko više funkcija vrše jednim elementom (polifunkcionalnost).

Na osnovu tih principa bionike funkcionišu i elementi konstruktivnih sistema u građevinarstvu – stubovi na pritisak, grede i međuspratne ploče na zatezanje, ljuske i kupole kao membrane i sverne strukture i sl.

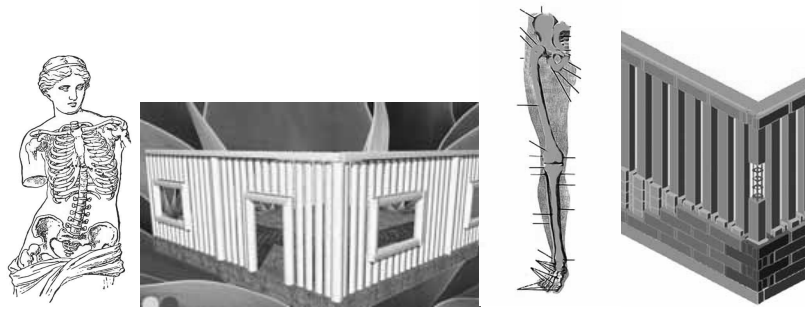
Na osnovu tih principa sazdan je i Simprolit® sistem – sistem ekološke gradnje kreiran primenom osnovnih postulata Bionike (Bioničkog kreativnog inženjeringa).

Slika 1-Prikaz objekata u Simprolit® sistemu - sistemu ekološke gradnje kompatibilne sa prirodom

4.1. KORELACIJA SIMPROLIT® SISTEMA I ŽIVE PRIRODE SA ASPEKTA MEHANIČKIH KARAKTERISTIKA

4.1.1.a Živa priroda - skelet kičmenjaka sazdan je po opštem principu i sastoji se iz dve osnovne grupe: osni i dodatni skelet. U osni skelet spadaju sve kosti koje se nalaze u sredini i obrazuju nosivi sistem tela – kosti glave, vrata, kičmenog stuba, rebra i grudna kost. Dodatni skelet čine kod svih živih bića ključne kosti, lopatice, kosti ruku, kosti bedra i kosti nogu. Osnovna funkcija skeleta je nosivost, kako mase tela, tako i opterećenja koje telo prima. Pri tome, u prenošenju stalnog opterećenja (sopstvene težine tela) učestvuje vertikalni sistem kostiju (kosti vrata, kičmenog stuba, bedra i nogu), a povremeno opterećenje teretom prenosi se posredno (preko kostiju ruku i lopatica) opet do vertikalnog sistema kostiju kičmenog stuba, bedra i nogu.

4.1.1.b. Simprolit® sistem - nosivu ulogu u Simprolit® sistemu na sebe preuzima beton kojim se u procesu gradnje zapunjavaju blokovi, kao i armatura koja se po potrebi umeće u šupljine Simprolit blokova. Ako bi se izidan zid od Simprolit® blokova snimio „rentgenom", na slici bi se video sistem vertikalnih betonskih stubova, gusto raspoređenih – na svakih pola dužine bloka. Ovi stubovi sposobni su da prime ogromno vertikalno opterećenje – po Studiji IMK Građevinskog fakulteta u Beogradu, fasadni zid od Simprolit® SBDS30 blokova može da ponese vertikalno opterećenje od preko 30 (trideset) spratova! Sa druge strane, od Simprolit® blokova ili Simprolit® SOP ili SUP ploča formira se oplata za horizontalne betonske elemente (serklaže, nadvratnike, natprozornike, međuspratne i krovne ploče), a u svaki treći Simprolit blok u za to posebno predviđenim kanalima montira se horizontalna armatura, što sve zajedno, sa ugrađenim betonom, čini siguran sistem za prijem i prenos bočnih opterećenja (horizontalno stalno i pokretno opterećenje, kao i vertikalno povremeno opterećenje u vidu sila dejstva vetra i seizmike).



Slika 2 – Paralelni prikaz prirodnih principa i Simprolit® sistema

4.1.**2.a. Živa priroda** - oko skeleta kičmenjaka nalazi se sistem mišića i krvnih sudova (meso) koji, između ostalog: vrši i funkcije održavanja kostiju u neophodnom položaju; zaštite kostiju od bočnih udaraca i preloma; elastičnost i duktilnost motornog sistema; termozaštite tela od visokih i niskih temperatura i dr.

4.1.2.b. Simprolit® sistem - Simprolit masa u Simprolit blokovima takođe vrši analogne funkcije navedene kod strukture žive prirode: vrši funkciju formiranja otvora u koji se naliva nosivi beton ili montira armatura, štiti ugrađen beton od bočnih udaraca i preloma (zid od Simprolit blokova ispunjen betonom ne može se razbiti macolom, jer silinu udara na sebe primaju zidovi blokova od Simprolit mase i amortizuju ga, tako da je preostala energija nedovoljna da ošteti ili razbije betonski stub unutar bloka); svojom elastičnošću i duktilnošću amortizuje bočne deformacije od seizmičkih sila i seizmičkog pomeranja nosivog konstruktivnog sistema (za razliku od svih ostalih sistema sa AB skeletom i ispunom od raznih materijala); štiti ne samo betonske stubove unutar blokova, već i ceo objekat od ekstremno visokih i niskih temperatura, stvarajući prirodni zaštitni mehanizam (Pri ispitivanju u IMK Građevinskog fakulteta u Beogradu, Simprolit blok je napunjen svežim betonom bez dodataka aditiva protiv zamrzavanja i odmah stavljen u zamrzivač sa temperaturom -26 ^{0}C, pri čemu beton ne samo da nije zamrzo, već je posle 28 dana postigao isti čvstoću kao i kontrolni uzorak na sobnoj temperaturi – jer je sadejstvo toplote i hidratacije pri očvršćavanju betona u sadejstvu sa termičkim karakteristikama, hidrofobnošću i otpornošću na mraz zidova Simprolit blokova stvorilo autostabilan termički sistem bionički sličan sistemu polarnih živih bića).

4.2. KORELACIJA SIMPROLIT® SISTEMA I ŽIVE PRIRODE SA ASPEKTA FIZIČKIH KARAKTERISTIKA

4.2.1.a Živa priroda - oko skeleta i mesa živih organizama nalazi se koža koja između ostalog vrši termičku i baktericidnu zaštitu živog sistema kojeg okružuje, učestvuje u metabolizmu i transportu gasova (koža „diše“)

4.2.1.b Simprolit® sistem - Simprolit masa oko betonskih stubića unutar Simprolit blokova i sami Simprolit blokovi kao ogradni (fasadni) zidovi takođe vrši termičku zaštitu (otpornost na požar preko 180 minuta, otpornost na mraz preko 100 ciklusa, letnja stabilnost zidova, termoizolacija i spolja – zimi i unutar objekta – leti), hidrofoban je i na njemu se ne stvaraju buđ i gljivice, a što je najvažnije, Simprolit zidovi „dišu“, po čemu su jedinstven građevinski termoizolacioni materijal koji tu karakteristiku zadržava u svim klimatskim zonama (Preporuke Instituta građevinske fizike RASN RF o primeni Simprolit sistema na celoj teritoriji Ruske Federacije).

5 ZAKLJUČAK

Uticaj izgradnje na prirodu često je zanemarivan u prošlosti, kao da nije postojala svest o tome da mora da postoji harmonija između izgradnje i prirode. Ekosistemi su sistemi koji održavaju život i potrebna je izradnja koju će ekosistemi podržati, a ne izrgradnja koja ih uništava. Kolika je važnost ovom problemu data širom sveta pokazuju i sve strožiji direktni zakonski akti, naročito u nekim državama SAD-a i Zapadne Evrope. S druge strane, ukoliko se

ne preuzmu određene mere permanentan porast građevinske aktivnosti na našim prostorima značajno će pogoršati postojeću situaciju.

Simprolit® sistem ima neograničene mogućnosti izgradnje arhitektonskih objekata u punoj harmoniji sa prirodom i u skladu sa principima gradnje budućnosti – ekološke gradnje. U ovom radu navedeno je nekoliko primera sa očiglednim bioničkim paralelama između Ekosistema (žive prirode) i Simprolit® sistema. Zbog velike paropropusnosti koju ovaj materijal poseduje, zidovi u Simprolit® sistemu „dišu“ što je od primarne važnosti za ekološku podobnost stambenog prostora.

Simprolit sistem (made in Serbia), dobitnik je brojnih međunarodnih priznanja, od kojih se ističu: Bronzana medalja na Prvom svetskom kongresu pronalazača u Bankoku, Grand Prix sa likom Nikole Tesle i Zlatna medalja sa likom Nikole Tesle u Beogradu, Zlatni IFIA kup Evropskog saveza pronalazača, Najveća nagrada SEEBE sajma građevinarstva „Nova vizura“ u Beogradu, zlatna medalja u Moskvi, Grand Prix u Moskovskoj Oblasti i dr.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Milan Dević[1],Snežana Isaković[2]

SVOJSTVA I PRIMENA SIMPROLIT SISTEMA

Rezime:

U radu su izožena osnovna svojstva, prednosti i primena Simprolit® sistema u građevinarstvu sa akcentom da Simprolit® sistem definiše novi kompleksan pristup dugovečne, ekološke, energoefektivne i ekonomične gradnje. Simprolit® sistem obuhvata široku paletu konstruktivnih elemenata: blokovi, ploče za utopljavanje, međuspratne konstrukcije, slojevi za pad, košuljica itd. Svoju primenu nalazi u niskogradnji, u visokogradnji i posebno kod objekata sa visokim zahtevima otpornosti konstrukcije na razne ekstremne uticaje. Ekonomska efektivnost Simprolit® sistema – dobit svih učesnika (investitora, izvođača i krajnjeg korisnika) u gradnji i eksploataciji objekta.

Ključne reči: sistem gradnje, dugovečnost, termoizolacija, ekologija, ekonomski efekat

MAIN PROPERTIES AND THE APPLICATION OF THE SIMPROLIT SYSTEM IN BUILDING INDUSTRY

Summary:

This paper presents the main properties, advantages and the application of Simprolit® System in building industry, underlining that the Simprolit® System defines a new complex approach to durability, ecology, energo-efficiency and economics of the constructions. Simprolit® System includes a wide palette of constructive elements such as: blocks, warming plates, floor structures, slope layers, layers for leveling etc. The Simprolit® System can be applied for road engineering, in the building construction and in cases when high durability of construction is required. Economic effects of Simprolit® System elements applied in construction – profit for all participants (investor, contractor and the final user) during bouth the building process and exploitation.

Key words: building system, durability, termal insulation, ecology, economic effects

[1] DTech. Milan Dević, dipl.inž.građ., Autor Simprolit® sistema, Akademik Akademije tehnoloških nauka Ruske Federacije, direktor više firmi u Simprolit Holdingu

[2] Snežana Isaković, dipl.inž.građ., SIMPROLIT d.o.o., Kostolačka 67, Beograd

1 UVOD

Posle reskog poskupljenja energenata, kristalno je postala jasna činjenica da cena eksploatacije izgradjenog kvadratnog metra prostora, ukoliko se ne preduzmu odgovarajuće mere, u relativno kratkom roku previsuje samu cenu gradnje. Kao brz i, činilo se, adekvatan odgovor povećanim zahtevima za toplotnom izolacijom objekata, pojavila su se mnogobrojna rešanja toplotne zaštite zidova u vidu mnogoslojnih konstrukcija sastavljenih od osnovnog gradjevinskog materijala (opeke, blokova, betonskih zidova i panela) i termoizolacionih materijala (ekspandiranog i ekstrudiranog stiro-pora, poliuretana, mineralne i staklene vune i sl.). Istovremeno, na tržište su se vratili skoro zaboravljeni blokovi sa povišenim termo-izolacionim svojstvima od ćelijastih betona (gazosilikatni blokovi tipova Ytong i Siporex), penobetonski blokovi, keramzitobetonski blokovi i dr.

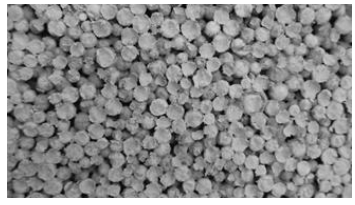
Danas, posle više godina njihove primene, sve su brojniji rezultati istraživanja naučnih i drugih akreditovanih laboratorija da je primena najvećeg broja rešenja bila prilično ishitrena, bez dovoljno rezultata ispitivanja ne samo materijala, već i kompleksnog preseka (mnogoslojni zidovi, ravni krovovi) za razne klimatske faktore i sl.

Čisto preslikavanje arhitektonskih rešenja detalja iz zemalja proizvodjača izolacionih materijala, ne vodeći računa o specifičnom klimatu, izuzetno visokoj vlažnosti tokom cele godine, ekstermalnim temperaturama (ne samo leto-zima već i dan-noć), već je posle par godina eksploatacije počelo da projavljuje nadostatke – obloga puca, zidovi promrzavaju, toplotna izolacija gori, troši se i u ne malo slučajeva delovi, pa i celi zidovi, se ruše.

Ono o čemu je malo ko vodio računa, a što će, gledano na duži rok, neizostavno prourokovati ne male materijalne, pa i druge posledice je apsolutno zanemarivanje dugovečnosti primenjenih termoizolacionih materijala (t.j. njihove sposobnosti da tokom odredjenog broja godina zadrže svoja termofizička svojstva), kako pojedinačno, tako i u primenjenom arhitektonskom detalju.

Pri svemu tome, zaboravlja sa na najvažnije – pri skoro svim rešenjima mnogoslojnih zidova, na kraći ili duži rok, zidovi prestaju da „dišu“, što je osnovna pretpostavka komfornog i ekološkog životnog prostora.

Polazeći od svega navedenog, autor sistema je pred sebe i svoje saradnike postavio zadatak: isprojektovati i materijal i elemente od njega izradjene i ispitati ih što je maksimalno više moguće za sve klimatske uslove Ruske Federacije, tako da postigne maksimalno povoljan odnos termofizičkih karakteristika kao što su: paropropusnost, dugovečnost, otpornost na mraz, otpornost na ekstremne temperature, hidrofobnost, otpornost na požar, nosivost i dr. Pri svemu tome, fasadni zidovi su morali ostati jednoslojni, a njihova debljina ista za sve klimatske regione Ruske Federacije.



Slika 1 – Struktura Simprolti® polistirolbetona

Kao rezultat istraživanja, stvoren je Simprolit® sistem gradnje, koji za osnovu ima patentiran Simprolit® polistirolbeton, poseban vid dobro poznatog polistirolbetona (EPS betona).

2 OBLASTI PRIMENE SIMPROLIT® SISTEMA

2.2 IZVODJENJE OBJEKATA NISKOGRADNJE

- Izvodjenje utopljenih temeljnih zidova
- Izvodjenje šipova u večno zamrzlom tlu
- Rasterećenje obalnih zidova i AB krila mostova
- Zamena slabonosivog sloja zemlje i aplikacija dodatnog opterećenja bez dopunskih uticaja na dubinske slojeve kod puteva, pruga, temeljnih ploča
- Izvodjenje vibro-seizmo zavese za amortizaciju prenošenja kroz zemlju vibracija od metroa, zemljotresa i drugih dinamičkih udara

Slika 2 – Izvođenje utopljenih temeljnih zidova Simprolit® blokovima

2.3 IZVODJENJE OBJEKATA VISOKOGRADNJE

U delu izvodjenja objekata visokogradnje Simprolit® sistem obuhvata široku paletu konstruktivnih elemenata i specifičnih tehnologija izvodjenja u fazi izgradnje objekata.

2.3.1 Simprolit® elementi i konstrukcije:

- Simprolit® blokovi za noseće zidove: SBDS30, SBD30, SBDS25, SBD25, SBDS20, SBD20
- Simprolit® blokovi za fasadne zidove: SBS30, SB30, SBS25, SB25, SBS20
- Simprolit® blokovi za zbornu medjuspratnu i krovnu konstrukciju: SBPP16, SBPP20, SBPP24
- Simprolit® blokovi za pregradne zidove i oblaganje fasada: SPB12, SPBS12, SPBS15, SPB8r, SPB8k, SPB10
- Simprolit® medjuspratne konstrukcije
- Simprolit® krovovi: sa istovremenim slojem za pad i utopljavanjem, inverzni krov, Simprolit® ventilisani krov
- Simprolit® protivpožarni zidovi
- Simprolit® slojevi za izravnanje (košuljica) i zvuko-termo-izolaciona podna konstrukcija
- Simprolit® nadvratnici i natprozornici

- Simprolit® ventilacioni kanali
- Simprolit® elementi za dimnjačke kanale
- Simprolit® troslojne ploče za utopljavanje objekata (SUP3, SUP5, SUP8, SUP10, SUP12, SUP15)
- Simprolit® jednoslojne ploče za utopljavanje, oblaganje fasade prizemlja i za protivpožarnu zaštitu objekata (protivpožarne razdelnice) i dr.

Slika 3 – Izvođenje objekata u Simprolit® sistemu

2.3.2 Specifične tehnologije izvođenja:

U Simprolit® sistemu razvijene su brojne tehnologije primene Simprolit® elemenata kod rešavanja specifičnih zahteva gradjenja:

-primenom Simprolit® sistema gradnje blokovima kao trajno ugradjene oplate, bez dodatnih stubova i greda, bez primene teške mehanizacije za dizanje tereta, u svim klimatskim uslovima, mogu se u veoma kratkom roku izvesti, kako maloetažni objekti, tako i višespratni objekti – do 30 spratova

-primenom Simprolit® sistema gradnje oplatom od Simprolit® ploča rešava se do skoro nerešiva ili veoma skupa i tehnološki složena skoro duplo povećana protivpožarna zaštita veoma visokih objekata (nebodera) – medjuspratnih ploča, stubova, pregradnih i fasadnih zidova

-primenom Simprolit® tehnologije fasadnih zidova i panela rešava se zahtev za povećanom dugovečnošću termoizolacije na fasadnim zidovima, tj. da dugovečnost primenjenog materijala za utopljavanje fasade bude najmanje jednaka dugovečnosti osnovnog materijala i ne manje od 50 godina

- Simprolit® ventilisani krovovi predstavljaju izuzetno kvalitetan i siguran sistem za odvodjenje pare iz utopljenih ravnih krovova, posebno u područjima sa visokim sadržajem vlažnosti u vazduhu, kao i kod objekata sa visokom tehnološkom temperaturom ili enormno velikom vlažnošću prostora ispod krovne ploče. Ispitivanja u NIISF RAASN su pokazala da se standardna dugovečnost izolacionog materijala od 10 godina primenjenog u Simprolit® sistemu uvećala na ne manje od 25 godina.

-Simprolit® sistem rasterećenja konstrukcija sa korodiranom armaturom i umanjenim nosećim svojstvima - zgrada, mostova, potpornih zidova (primena Simprolit® monolita pri sanaciji pešačkog i tramvajskog mosta na saobraćajnoj petlji „Autokomanda“ u Beogradu rešila je zahtev olakšanja konstrukcije usled delimičnog gubitka nosivosti armature zbog korozije, a ugradnja Simprolit® monolita preko 100m pešačkih staza mosta izvedena je u roku od tri dana),

-Simprolit® sistem utiskivanje šipova u večno zamrzlom tlu sa posledičnom zaštitom od zamrzavanja ne zahteva tešku opremu za njihovo pobijanje na veliku dubinu

-Simprolit® LKV sistem nadzidjivanja zgrada bez iseljenja stanara i bez povećanog zahteva za grejanje objekta. Radovi se izvode bez teške podizne tehnike, a postojeći objekat je u svim fazama izvodjenja maksimalno zaštićen od atmosferskih padavina. Posebno treba istaći da kod Simprolit® LKV sistema nadzidjivanja starih objekata nije potrebna dodatna količina toplote za grejanje – dogradjen prostor se greje uštedjenom energijom posle utopljavanja postojeće fasade Simprolit® SUP i SOP pločama.

-Simprolit® tehnologija olakšanja montažnih elemenata – greda, medjuspratnih i krovnih ploča rešava i pitanja njihove vatrootpornosti, termoizolacije i zvukoizolacije

-Simprolit® tehnologija izvodjenja jeftinih a enrgoefektivnih i ekološki podobnih poljoprivrednih objekata (zidovi „dišu“, otporni su na povećanu unutrašnju vlažnost i temperaturu) kao što su: staje, mini-farme, hladnjače za sezonsko voće, objekti za inicijalnu preradu mesa i mleka itd. po gotovo svim zahtevanim para-metrima daleko su ispred analoga

-Simprolit® tehnologija brzog izvodjenja objekata za masovno zbrinjavanje ljudi, posebno u oblastima vanrednih situacija, kao i Simprolit® tehnologija izvodjenja seizmo-otpornih konstrukcija su u fazi završnih isitivanja pokazali izuzetno povoljne rezultate

-Simprolit® tehnologija izvodjenja objekata za proizvodnju i distribuciju električne energije primenjuje se kod termocentrala, transformatorskih podstanica, prostorija sa parnim turbinama i svuda tamo gde se zahteva odsustvo kondenza i ujedno visoka vatrootpornost;

-Simprolit® tehnologija izvodjenja plivajućih objekata (splavova, platformi, plivajućih veštačkih ostrva) je počela sa primenom još pre pet godina – samo u Beogradu, na rekama Dunav i Sava izgradjena su dva splava-rastorana i jedan splav-diskoteka uz primenu Simprolit® elemenata

-Simprolit® tehnologija izolacije cevovoda u naftno-gasnoj industriji je povoljno prošla preliminarna ispitivanja – Simprolit® ne samo da štiti cevi od zamrzavanja ili pregrevanja, već ih istovremeno štiti i od korozije

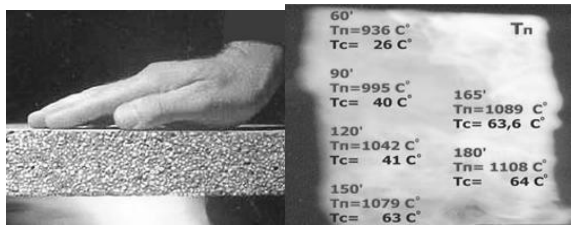
-Simprolit® tehnologija izvodjenja olakšanih i utopljenih prostornih konstrukcija (hangari, sportski objekti kao i objekti za posebno zahtevne proizvodne tehnologije) je u fazi eksperimentalnih ispitivanja.

-Simprolit® tehnologija izvodjenja objekata specijalnih namena se razvija u više područja, a upravo se u Simprolit® sistemu projektuje jedan od pet hramova Ruske pravoslavne crkve, planiranih za gradnju u Crnoj Gori, Italiji, Indiji, Dominikanskoj Republici i Ukrajini.

3 PRIMENA ELEMENATA SIMPROLIT® SISTEMA U REŠAVANJU ZAHTEVA VISOKE PROTIV-POŽARNE OTPORNOSTI OBJEKTA

Posle tragedije u Njujorku, drastično su povećani zahtevi za vatrootpornošću konstruktivnih elemenata nebodera visine do i iznad 100m – medjuspratnih i krovnih ploča, elemenata noseće konstrukcije, pregradnih zidova i dr.

Simprolit® sistem ima rešenja za sve te zahteve – pregradne zidove otporne na dejstvo požara više od tri časa (EI180), montažne pregrade na drvenoj i metalnoj podkonstrukciji otporne na požar najmanje 2 časa (EI120), ploče u vidu zarobljene oplate i požaro-zaštitnog sloja konstruktivnih elemenata otporne na požar na preko 2h (EI180) i dr.



Slika 4 - Iizmerene temperature na Simprolit® uzorku na strani izloženoj vatri i na neizloženoj strani

Simprolit sistem (made in Serbia), dobitnik je brojnih međunarodnih priznanja, od kojih se ističu: Bronzana medalja na Prvom svetskom kongresu pronalazača u Bankoku, Grand Prix sa likom Nikole Tesle i Zlatna medalja sa likom Nikole Tesle u Beogradu, Zlatni IFIA kup Evropskog saveza pronalazača, Najveća nagrada SEEBE sajma građevinarstva „Nova vizura" u Beogradu, zlatna medalja u Moskvi, Grand Prix u Moskovskoj Oblasti i dr.

3 SIMPROLIT® SISTEM - SVOJSTVA I EKONOMSKA EFEKTIVNOST

Tabela 1 – Neophodne karakteristike dugovečne, energoefektivne i ekološke gradnje

DUGOVEČNOST	Simprolit® ne menja svoje karakteristike više od 50 godina (najdugovečniji je među analozima).	***Po Certifikatu NIISF RAASN***
TERMOIZOLACIJA	Simprolit® blok debljine svega 20cm zadovoljava sve klimatske regione Balkanskog regiona, dok Simprolit® blok 30cm zadovoljava sve regione u Rusiji; λ=0.044 W/mK za Simprolit® monolit u suvom stanju zaprem. mase 160kg/m3.	***Preporuka NIISF RAASN; Ispitano u Institutu IMS u Beogradu***
OTPORNOST NA MRAZ	Otpornost na mraz Simprolit blokova je veća od 100 ciklusa zamrzavanja u surovim uslovima ruske zime.	***Po Certifikatu NIISF RAASN***
HIDROFOBNOST	Simprolit® blokovi ne upijaju vodu, pri ispitivanju u Moskvi Simprolit® zidovi su imali vlažnost <1%.	***Ispitano u Institutu „NII Mostroy“***
OTPORNOST NA POŽAR	Simprolit® monolit je negoriv materijal - NG! Simprolit® SOP ploče otporne su na požar 120min. Otpornost na dejstvo požara Simprolit® fasadnih i pregradnih blokova veća je od 3 časa (EI180).	***Sertificirano u Ruskoj Federaciji Ispitano u Institutu IMS u Beogradu***
ASEIZMIČNOST	Lakoća, nosivost, i duktilnost konstrukcije obezbeđuje visoku aseizmičnost Simprolit® sistema.	***Centar perspektivnih tehnologija u Moskvi***
LETNJA STABILNOST	Optimalno sadejstvo termoizolacije spolja i iznutra čini Simprolit®zidove zimi toplim, a leti prohladnim.	**„NII Mostroy“**
NOSIVOST	Zidovi od Simprolit® blokova, zapunjeni betonom i armirani imaju visoki stepen nosivosti -za klasu veći nego zidovi od drugih termoizolacionih blokova.	***IMK Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu***
KONFORTABILNOST	Objekti izidani Simprolit® blokovima daleko su konfortabilniji od analognih sistema.	***GOST 30949-96 „NII Mostroy“***
PAROPROPUSNOST	Zidovi od Simprolit® blokova „dišu“, a izbegnuta je i opasnost od kondenzata i prekomernog vlaženja konstrukcije zida.	***Ispitano u Institutu u Kazanju – Tatarstan, Ruska Federacija***
EKOLOGIČNOST	Simprolit zidovi „dišu“, ne upijaju vodu, nemaju pojave gljivica i buđi i neagresivni su	***Sertificirano u Ruskoj Federaciji***

Tabela 2 – Ekonomski efekti primene Simprolit® sistema u građevinarstvu

EKONOMIJA INVESTITORA	Više od 10% dodatne površine pri istim spoljašnjim dimenzijama objekta, skraćeni rokovi izgradnje, manja količina armature i betona, manje pozicija pri izgradnji, manja potreba za stručnom radnom snagom, ekonomija ukupnih sredstava, kvalitet.
EKONOMIJA IZVOĐAČA	Lak horizontalni i vertikalni transport, jednostavnost, velika brzina gradnje, minimalno korišćenje oplate, izbegavanje skele kod fasadnih radova, rad i u zimskim uslovima.
EKONOMIJA KORISNIKA	Dugovečan, siguran, kvalitetan i jeftin stambeni prostor! Ekonomija sredstava pri eksploataciji objekta.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Dragan Veličković[1)]

PRILOG PRORAČUNU VEZA POD UGLOM SA KONTINUITET LAMELAMA U ZATEGNUTOJ I PRITISNUTOJ ZONI

***Rezime**:* U radu su izvedene jednačine za određivanje položaja neutralne ose, i ivičnih normalnih napona u kontinuitet lamelama kada se neutralna osa nalazi na delu ili van dela poprečnog preseka posmatrane veze pod uglom.
Izrazi za proračun pomenutih veza izvedeni su za slučaj kada su sve tri sile u preseku M_s, T_s i N_s, u merodavnom preseku veze za njen proračun , različite od nule, ili je bilo koja od njih jednaka nuli.
U radu je dat i tabelarni prikaz rezultata za svih sedam polja napona koja se mogu javiti u građevinsko - konstrukterskoj praksi kod ovih veza.
Ključne reči: čelična konstrukcija, veza pod uglom, čeona ploča, spojno sredstvo.

CONTRIBUTION TO THE DESIGN OF ANGLE CONNECTIONS IN STEEL STRUCTURES WITH FLANGE PLATE IN THE ZONE OF TENSION

***Summary**:* The paper presents the equations for the determination of the neutral axis position, as well as the values of edge normal stress in flange plate, splice plate and connection mean, for the case when neutral axis is within or out of the cross section of the considered angle connection in steel structure.
The design of angle connection was made for the case when all three section forces, M_s, T_s and N_s are other than zero in the designed section of the connection or any of them is equal to zero.
The paper also presents the display of the results in tables, for all of the five stress fields that can occure in the considered connection type in the civil engineering-designing practice.
Key words: steel construction, angle connection, splice plate, flange plate, fastener.

1) Dr , red. prof. , Građevinsko-arhitektonski fakultet, Niš

1. UVOD

U postojećoj stručnoj i univerzitetskoj literaturi iz oblasti čeličnih konstrukcija postoji veći broj postupaka proračuna veze pod pravim uglom dva štapa, primenom metode dopuštenog polja napona, kao i primenom metode graničnih stanja polja napona ili deformacija, kada se u merodavnom preseku za dimenzionisanje veze, pored transverzalne sile javlja i moment savijanja. No, kod ovakvih veza, vrlo čest slučaj je da se pored transverzalne sile i momenta savijanja javlja i normalna sila, i do sada su se za proračun takvih veza najčešće koristili približni matematički modeli /1/, /2/, /3/, /4/, /5/ i /6/ .

Rešenje veze pod uglom, kada se pored transverzalne sile i momenta savijanja, u preseku na mestu veze javlja i normalna sila, a ostvarene u zakovanoj izradi pomoću spojnih sredstava i čeone ili ležišne ploče dato je u radovima /7/, /8/. U slučaju kada se ovakve veze izvode i sa kontinuitet lamelom samo u zategnutoj zoni veze rešenje je dato je u radu /9/.

U ovom radu , daje se rešenje veza pod uglom izvedene u zakovanoj izradi pomoću spojnih sredstava, čeone ploče i kontinuitet lamelama u zategnutoj i pritisnutoj zoni poprečnog preseka posmatrane veze a za slučaj kada su sve tri sile u preseku M_s, T_s i N_s različite od nule, ili je bilo koja od njih jednaka nuli.

2. OSNOVNE POSTAVKE

Usvojeno je da je osnovni materijal, kako za ploče i lamele tako i za spojna sredstva kojima se veza neposredno ostvaruje, u fazi opterećenja za sve vreme u zoni elastičnog ponašanja.

Iz ove osnovne postavke usvojena je linearna raspodela normalnih napona kako u spojnim sredstvima tako i na delu ploče i lamela.

3. REŠENJE PROBLEMA I OZNAKE

Na osnovu usvojenih postavki, problem dimenzionisanja veza pod uglom izvedenih u zakovanoj izradi pomoću čeone ploče, kontinuitet lamela i spojnih sredstava, svodi se na određivanje ivičnog normalnog napona i položaja neutralne ose, kada se ona nalazi na delu poprečnog preseka veze, ili ivičnih normalnih napona u kontinuitet lamelama kada se neutralna osa nalazi van poprečnog preseka veze.

Koji će se od ovih pomenutih slučajeva polja napona javiti zavisi od polje unutrašnjih sila M_s, T_s i N_s koje se javlja u preseku na mestu posmatrane veze pod uglom ili montažnog nastavka.

Korišćenjem uslovnih jednačina ravnoteže za oslobođenu čeonu ploču, kontinuitet lamela i spojnih sredstava, problem se svodi na rešavanje dve nelinearne jednačine sa tri ili dve nepoznate, zavisno od polje sila koje se javlja u merodavnom preseku za dimenzionisanje veze.

Uvedene oznake za poznate veličine za rešenje problema su:

M_s, T_s i N_s – su sile u preseku u merodavnom preseku za dimenzionisanje veze,

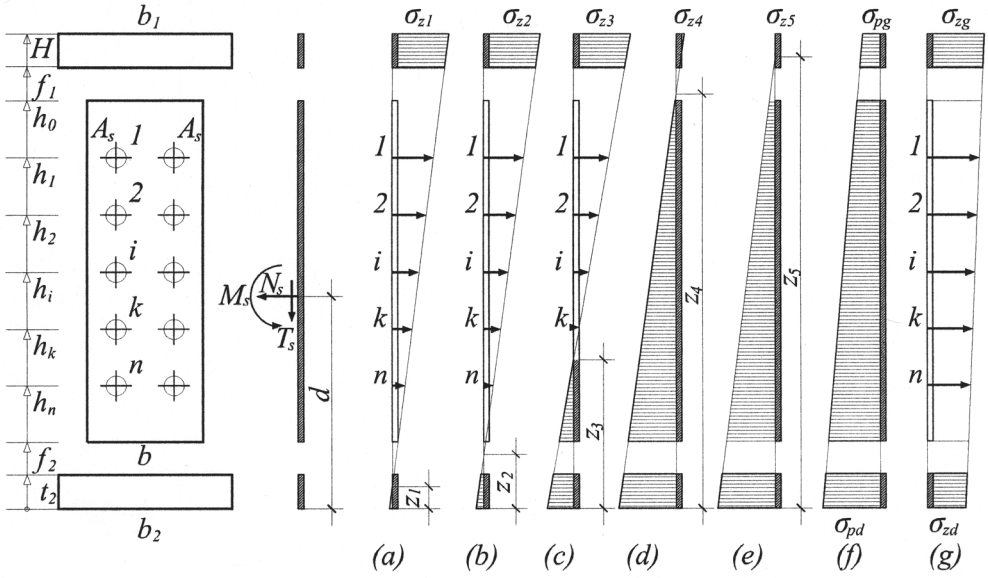
H – ukupna visina poprečnog preseka veze pod uglom,

d – je rastojanje težišta poprečnog preseka konzole, rigle ili stuba mereno od ivice koja je pritisnuta usled momenta savijanja M_s,

h_i – je rastojanje i – tog reda spojnih sredstava mereno od ivice koja je pritisnuta usled momenta savijanja M_s,

b_i – su širine čeone ploče i kontinuitet lamela za posmatranu vezu pod uglom,
A_s – je površina ispitnog preseka tj. jezgra poprečnog preseka usvojenih spojnih sredstava na čeonoj ploči,
ME – odnos modula elastičnosti materijala čeone ploče i podloge u zoni pritiska,
m – je usvojeni broj kolona spojnih sredstava na čeonoj ploči,
$m_{ef.}$ – je efektivni broj kolona spojnih sredstava na čeonoj ploči,
k – je broj vrsta spojnih sredstava na čeonoj ploči koja se nalaze u zategnutoj zoni veze.
n – je usvojeni broj redova spojnih sredstava na čeonoj ploči.

4. USLOVNE JEDNAČINE RAVNOTEŽE ZA SVIH SADAM MOGUĆIH STANJA POLJA NAPONA



Slika 1. Dijagrami normalnih napona kod veze pod uglom ostvarene čeonom pločom, kontinuitet lamelama u obe zone i zavrtnjevima

4.1 SILE U PRESEKU U PRESEKU NA MESTU VEZE ZA KOJE SE JAVLJA POLJE NAPONA KAO NA SLICI 1. a

$$Ns + \frac{b2 * \sigma z1 * z1\,\hat{}\,2}{2 * ME * (H - z1)} - \frac{b2 * \sigma z1 * (t2 - z1)\,\hat{}\,2}{2 * (H - z1)} -$$
$$\frac{mef * As * \sigma z1}{(H - z1)} * \sum_{i=1}^{n} (h_i - z1) - \frac{b1 * \sigma z1 * (H - f1)}{2} -$$
$$\frac{b1 * \sigma z1 * (H - f1) * (f1 - z1)}{2 * (H - z1)} = 0,$$
$$Ns * d + Ms + \frac{b2 * \sigma z1 * z1\,\hat{}\,3}{6 * ME * (H - z1)} - \frac{b2 * \sigma z1 * (t2 - z1)\,\hat{}\,2}{2 * (H - z1)} * (t2 - (t2 - z1)/3) -$$

$$\frac{mef*As*\sigma z1}{(H-z1)}*\sum_{i=1}^{n}(h_i-z1)*h_i-\frac{b1*\sigma z1*(H-f1)}{2}*(f1+2*(H-f1)/3)-$$
$$\frac{b1*\sigma z1*(f1-z1)*(H-f1)}{2*(H-z1)}*(f1+(H-f1)/3)=0.$$

Realne vrednosti za nepoznate z_1 i σ_{zmax1} i pretpostavljenu vrednost za k su ako su obe pozitivne i ako se z_1 nalazi izmedju:

$\mathbf{z_{1min}=0}$ **i** $\mathbf{z_{1max}=t_2}$.

4.2 SILE U PRESEKU U PRESEKU NA MESTU VEZE ZA KOJE SE JAVLJA POLJE NAPONA KAO NA SLICI 1. b

$$Ns+\frac{b2*\sigma z2*t2*z2}{2*ME*(H-z2)}+\frac{b2*\sigma z2*(z2-t2)*t2}{2*ME*(H-z2)}-$$
$$\frac{mef*As*\sigma z2}{(H-z2)}*\sum_{i=1}^{n}(h_i-z2)-\frac{b1*\sigma z2*(H-f1)}{2}-$$
$$\frac{b1*\sigma z2*(f1-z2)*(H-f1)}{2*(H-z2)}=0,$$
$$Ns*d+Ms+\frac{b2*\sigma z2*z2*t2\text{^}2}{6*ME*(H-z2)}+\frac{b2*\sigma z2*(z2-t2)*t2\text{^}2}{3*(H-z2)}-$$
$$\frac{mef*As*\sigma z2}{(H-z2)}*\sum_{i=1}^{n}(h_i-z2)*h_i-\frac{b1*\sigma z2*(H-f1)}{2}*(f1+2*(H-f1)/3)-$$
$$\frac{b1*(H-f1)*\sigma z2*(f1-z2)}{2*(H-z2)}*(f1+(H-f1)/3)=0.$$

Realne vrednosti za nepoznate z_2 i σ_{zmax2} su ako su obe pozitivne i ako se z_2 nalazi izmedju:

$\mathbf{z_{2min}=t_2}$ **i** $\mathbf{z_{2max}=f_2}$.

4.3 SILE U PRESEKU U PRESEKU NA MESTU VEZE ZA KOJE SE JAVLJA POLJE NAPONA KAO NA SLICI 1. c

$$Ns+\frac{b2*\sigma z3*t2*z3}{2*ME*(H-z3)}+\frac{b2*\sigma z3*(z3-t2)*t2}{2*ME*(H-z3)}+$$
$$\frac{b*\sigma z3*(z3-f2)\text{^}2}{2*ME*(H-z3)}-\frac{mef*As*\sigma z3}{(H-z3)}*\sum_{i=1}^{k}(h_i-z3)-$$
$$\frac{b1*\sigma z3*(H-f1)}{2}-\frac{b1*(H-f1)*\sigma z3*(f1-z3)}{2*(H-z3)}=0,$$
$$Ns*d+Ms+\frac{b2*\sigma z3*z3*t2\text{^}2}{6*ME*(H-z3)}+\frac{b2*\sigma z3*(z3-t2)*t2\text{^}2}{3*ME*(H-z3)}+$$
$$\frac{b*\sigma z3*(z3-f2)\text{^}2}{2*ME*(H-z3)}*\left(f2+\frac{z3-f2}{3}\right)-$$
$$\frac{mef*As*\sigma z3}{(H-z3)}*\sum_{i=1}^{k}(h_i-z3)*h_i-\frac{b1*\sigma z3*(H-f1)}{2}*(f1+2*(H-f1)/3)-$$

$$\frac{b1*(H-f1)*\sigma z3*(f1-z3)}{2*(H-z3)}*(f1+(H-f1)/3)=0.$$

Realne vrednosti za nepoznate z_3 i σ_{zmax3} su ako su obe pozitivne i ako se z_3 nalazi izmedju : $\mathbf{z_{3min}=h_{k+1}}$ **i** $\mathbf{z_{3max}=h_k}$.

4.4 SILE U PRESEKU U PRESEKU NA MESTU VEZE ZA KOJE SE JAVLJA POLJE NAPONA KAO NA SLICI 1. d

$$Ns+\frac{b2*\sigma z4*t2*z4}{2*ME*(H-z4)}+\frac{b2*t2*\sigma z4*(z4-t2)}{2*ME*(H-z4)}+$$
$$\frac{b*\sigma z4*(h_0-f2)*(z4-f2)}{2*ME*(H-z4)}+\frac{b*\sigma z4*(h_0-f2)*(z4-h_0)}{2*ME*(H-z4)}-$$
$$\frac{b1*(H-f1)*\sigma z4}{2}-\frac{b1*(H-f1)*\sigma z4*(f1-z4)}{2*(H-z4)}=0,$$
$$Ns*d+Ms+\frac{b2*\sigma z4*z4*t2\text{^}2}{6*ME*(H-z4)}+\frac{b2*t2\text{^}2*\sigma z4*(z4-t2)}{3*ME*(H-z4)}+$$
$$\frac{b*\sigma z4*(h_0-f2)*(z4-f2)*(f2+(h_0-f2)/3)}{2*ME*(H-z4)}+$$
$$\frac{b*\sigma z4*(h_0-f2)*(z4-h_0)*(f2+2*(h_0-f2)/3)}{2*ME*(H-z4)}-$$
$$\frac{b1*(H-f1)*\sigma z4*(f1+2*(H-f1)/3)}{2}-$$
$$\frac{b1*(H-f1)*(f1+(H-f1)/3)*\sigma z4*(f1-z4)}{2*(H-z4)}=0.$$

Realne vrednosti za nepoznate σ_{pd} i σ_{pg} su ako su obe pozitivne.

$\mathbf{z_{4min}=h_0}$ **i** $\mathbf{z_{4max}=f_1}$.

4.5 SILE U PRESEKU U PRESEKU NA MESTU VEZE ZA KOJE SE JAVLJA POLJE NAPONA KAO NA SLICI 1. e

$$Ns+\frac{b2*\sigma z5*t2*z5}{2*ME*(H-z5)}+\frac{b2*t2*\sigma z5*(z5-t2)}{2*ME*(H-z5)}+$$
$$\frac{b*\sigma z5*(h_0-f2)*(z5-f2)}{2*ME*(H-z5)}+\frac{b*\sigma z5*(h_0-f2)*(z5-h_0)}{2*ME*(H-z5)}+$$
$$\frac{b1*\sigma z5*(z5-f1)\text{^}2}{2*ME*(H-z5)}-\frac{b1*\sigma z5*(H-z5)}{2}=0,$$
$$Ns*d+Ms+\frac{b2*\sigma z5*z5*t2\text{^}2}{6*ME*(H-z5)}+\frac{b2*\sigma z5*(z5-t2)*t2\text{^}2}{3*ME*(H-z5)}+$$
$$\frac{b*\sigma z5*(f2+(h_0-f2)/3)*(z5-f2)*(h_0-f2)}{2*ME*(H-z5)}+$$
$$\frac{b*\sigma z5*(f2+2*(h_0-f2)/3)*(z5-h_0)*(h_0-f2)}{2*ME*(H-z5)}+$$

$$\frac{b1*\sigma z5*(z5-f1)\,\hat{}\,2}{2*ME*(H-z5)}*(f1+(z5-f1)/3)-$$
$$\frac{b1*\sigma z5*(H-z5)*(z5+2*(H-z5)/3)}{2}=0.$$

Realne vrednosti za nepoznate z_5 su: $\mathbf{z_{5min}=f_1}$ **i** $\mathbf{z_{5max}=H}$.

4.6 SILE U PRESEKU U PRESEKU NA MESTU VEZE ZA KOJE SE JAVLJA POLJE NAPONA KAO NA SLICI 1. f

$$Ns+\frac{\sigma_{pd}*b2*t2}{2}+\left(\sigma_{pg}+\frac{(\sigma_{pd}-\sigma_{pg})*(H-t2)}{H}\right)*\frac{t2*b2}{2}+$$
$$\left(\sigma_{pg}+\frac{(\sigma_{pd}-\sigma_{pg})*(H-t2)}{H}\right)*\frac{b*(h_0-f2)}{2}+$$
$$\left(\sigma_{pg}+\frac{(\sigma_{pd}-\sigma_{pg})*(H-h_0)}{H}\right)*\frac{b*(h_0-f2)}{2}+$$
$$\left(\sigma_{pg}+\frac{(\sigma_{pd}-\sigma_{pg})*(H-f1)}{H}\right)*\frac{b1*(H-f1)}{2}+\frac{\sigma_{pg}*b1*(H-f1)}{2}=0,$$
$$Ns*d+Ms+\frac{\sigma_{pd}*b2*t2\,\hat{}\,2}{6}+\left(\sigma_{pg}+\frac{(\sigma_{pd}-\sigma_{pg})*(H-t2)}{H}\right)*\frac{t2\,\hat{}\,2*b2}{3}+$$
$$\left(\sigma_{pg}+\frac{(\sigma_{pd}-\sigma_{pg})*(H-t2)}{H}\right)*\frac{b*(h_0-f2)}{2}*(f2+(h_0-f2)/3)+$$
$$\left(\sigma_{pg}+\frac{(\sigma_{pd}-\sigma_{pg})*(H-h_0)}{H}\right)*\frac{b*(h_0-f2)}{2}*(f2+2*(h_0-f2)/3)+$$
$$\left(\sigma_{pg}+\frac{(\sigma_{pd}-\sigma_{pg})*(H-f1)}{H}\right)*\frac{b1*(H-f1)}{2}*(f1+(H-f1)/3)+$$
$$\frac{\sigma_{pg}*b1*(H-f1)}{2}*2*(f1+(H-f1)/3)=0.$$

Realne vrednosti za σ_{pg} i σ_{pd} su **ako su obe pozitivne**.

4.7 SILE U PRESEKU U PRESEKU NA MESTU VEZE ZA KOJE SE JAVLJA POLJE NAPONA KAO NA SLICI 1. g

$$Ns-\frac{\sigma_{zd}*b2*t2}{2}-\left(\sigma_{zd}+\frac{\sigma_{zg}-\sigma_{zd}}{H}*t2\right)*b2*t2/2-$$
$$mef*As*\sum_{i=1}^{n}\left(\sigma_{zd}+\frac{\sigma_{zg}-\sigma_{zd}}{H}*h_i\right)-$$
$$\left(\sigma_{zd}+\frac{\sigma_{zg}-\sigma_{zd}}{H}*f1\right)*b1*(H-f1)/2-\sigma_{zg}*b1*(H-f1)/2=0,$$
$$Ns*d+Ms-\frac{\sigma_{zd}*b2*t2\,\hat{}\,2}{6}-\left(\sigma_{zd}+\frac{\sigma_{zg}-\sigma_{zd}}{H}*t2\right)*b2*t2\,\hat{}\,2/3-$$
$$mef*As*\sum_{i=1}^{n}\left(\sigma_{zd}+\frac{\sigma_{zg}-\sigma_{zd}}{H}*h_i\right)*h_i-$$

$$\left(\sigma_{zd} + \frac{\sigma_{zg} - \sigma_{zd}}{H} * fl\right) * (bl * (H - fl)/2) * (fl + (H - fl)/3) -$$
$$\sigma_{zg} * (bl * (H - fl)/2) * (fl + 2 * (H - fl)/3) = 0.$$

Realne vrednosti za σ_{zg} i σ_{zpd} su **ako su obe pozitivne.**

Za rešenje nelinearnih jednačina može se iskoristi neki od savremenih softverskih numeričkih programa iz oblasti matematike.

Transverzalna sila T_s, u merodavnom preseku za dimenzionisanje veze pod uglom, podjednako se raspodeljuje na sva spojna sredstva na čeonoj ploči.

Na kraju u najopterećenijem spojnom sredstvu na čeonoj ploči potrebno je izvršiti i kontrolu uporednog napona.

Tabela 1 - Brojni primeri za svih sedam mogućih slučajeva polja napona, kod veza pod uglom sa čeonom pločom i kontinuitet lamelama u zategnutoj i pritisnutoj zoni

H=49cm; b=12cm; b_1=15cm; b_2=15cm; t_1=2cm; t_2=2cm; f_1=47cm; f_2=7cm; d=24,5cm; m_{ef}=2; n=4; A_s=3,53cm^2; ME=1,0; h_0=42cm; h_1=35cm; h_2=28cm; h_3=21cm i h_4=14cm.							
Redni broj	Slučaj sa slike	Sile u preseku u preseku na mestu veze		k	Nepoznate veličine	Jedinice mere	Vrednosti nepoznatih veličina
		N_s /kN/	M_s /kNcm/				
1	1.a	50.	850.	4	z_1	/cm/	1,24
					σ_{z1}	/kN/cm^2/	1,16
2	1.b	100.	2000.	4	z_2	/cm/	4,73
					σ_{z2}	/kN/cm^2/	2,54
3	1.c	- 100.	10000.	3	z_3	/cm/	19,56
					σ_{z3}	/kN/cm^2/	6,26
4	1.d	- 420.	10000.	0	z_4	/cm/	45,12
					σ_{z4}	/kN/cm^2/	0,16
5	1.e	-1460.	10000.	0	z_5	/cm/	47,63
					σ_{z5}	/kN/cm^2/	0,18
6	1.f	- 1500.	1000.	0	σ_{pg}	/kN/cm^2/	2,28
					σ_{pd}	/kN/cm^2/	3,83
7	1.g	1500.	5000.	4	σ_{zg}	/kN/cm^2/	20,51
					σ_{zd}	/kN/cm^2/	13,49

8. ZAKLJUČAK

U radu je dat prilog proračunu veza pod uglom sa čeonom pločom i kontinuitet lamelama u zategnutoj i pritisnutoj zoni veze, kod veza izvedenih u zakovanoj izradi. Obrađeni su svi sadam mogući slučajevi polja sila, a time i polja napona, koji se mogu javiti u spojnim sredstvima, na čeonoj ploči i kontinuitet lamelama, kada su, u merodavnom preseku veze ili montažnom nastavku, sve tri sile u preseku M_s, T_s i N_s različite od nule, ili je bilo koja od njih jednaka nuli.

Izvedene nelinearne višeparametarske jednačine mogu da se koriste kod proračuna veza pod uglom: stub-rigla, stub-konzola, poprečni – podužni nosač i montažnih nastavaka štapova.

Ovim radom daje se doprinos u smislu korekcije i dopune stručne i nastavno-univerzitetske literature iz oblasti čeličnih konstrukcija, za proračun veza pod uglom i montažnih nastavaka, prema metodi dozvoljenih napona i deformacija tj. proračunu ovih veza za elastičnu oblast polja napona i deformacija u njima, za sve vreme delovanja opterećenja tokom eksploatacije konstrukcije.

LITERATURA

[1] *Osnovi čeličnih konstrukcija* / M. Milosavljević, M. Radojković i B. Kuzmanović // Građevinska knjiga, Beograd, 1978.

[2] *Čelične konstrukcije* / D. Veličković // Građevinski fakultet Univerziteta u Nišu, Niš, 2004.

[3] *Čelične konstrukcije u zgradarstvu* / D. Buđevac, // Medifarm i Građevinska knjiga Beograd, 1992.

[4] *Metalne konstrukcije, osnove proračuna i konstruisanja* / D. Buđevac, Z. Marković, D. Bogavac, i D. Tošić // Građevinski fakultet, Beograd, 1999.

[5] *Metalne konstrukcije, specijalna poglavlja i tehnologija izrade* / D. Buđevac, Z. Marković, D. Bogavac, i D. Tošić // Građevinski fakultet, Beograd, 1999.

[6] *Čelične konstrukcije u industrijskim objektima* / M. Debeljković // Građevinska knjiga, Beograd, 1995.

[7] *Prilog proračunu veza pod uglom ostvarene čeonom pločom u zakovanoj izradi* / D. Veličković // Simpozijum 2004., Jugoslovensko društvo građevinskih konstruktera, Vrnjačka Banja, 2004., 2. knjiga od 441. do 446. stranice.

[8] *Prilog proračunu veza pod uglom u čeličnim konstrukcijama u zakovanoj izradi ostvarene čeonom ili ležišnom pločom* / D. Veličković // Materijali i konstrukcije, N^{1-2}, Novi Sad, 2006. od 20. do 23. stranice.

[9] *Veze pod uglom u čeličnim konstrukcijama sa kontinuitet lamelom u zategnutoj zoni* / D. Veličković // 12. Kongres JDGK, Vrnjačka Banja, 2006., 2. knjiga od 197. do 202. stranice.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Nenad Marković[1]

NOVA ISTRAŽIVANJA LOKALNOG OPTEREĆENJA LIMENIH NOSAČA

Rezime:

Evrokod 1993-1-5 daje postupak za analizu uticaja lokalnog opterećenja po pojasu čeličnog limenog nosača, koje deluje u ravni rebra, kada na mestu dejstva sile ne postoji vertikalno ukrućenje. Međutim, istraživanja ovog problema su nastavljena u Evropi poslednjih godina, kako zbog poboljšanja predloženog postupka, tako i zbog analize parametara koji nisu uzeti u obzir. U radu su dati prikazi nekih od novih predloga. Izvršeno je poredjenje postupka datog u Evrokodu i novih predloga sa eksperimentalnim rezultatima autora iz istraživanja u kome je analiziran uticaj dužine delovanja opterećenja podužno ukrućenih i neukrućenih nosača.

Ključne reči: limeni nosači, lokalno opterećenje, granična nosivost

NEW RESEARCH OF THE PATCH LOAD ON PLATE GIRDERS

Summary:

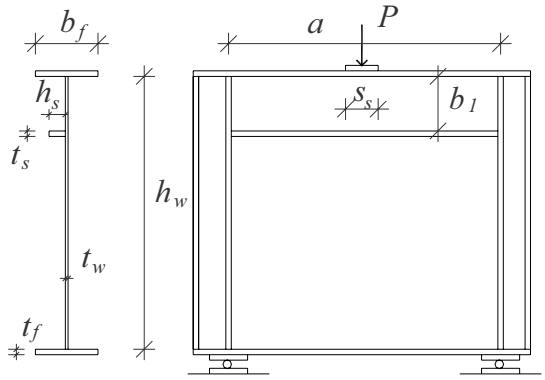
In Eurocode 1993-1-5 procedure is given for the analysis of the localized loading of the plate girders acting in the plane of the web, known as patch loading, without the vertical stiffener under the loading. However, investigations were continued in Europe during last years in order to improve given procedure, as well as for the analysis of parameters that haven't be considered. Some of the new proposals are shown in the paper. Comparison is made between procedure from Eurocode, new proposals and experimental results obtained by the Author in the investigation of the influence of the patch load length for longitudinaly stiffened and unstiffened girders.

Key words: plate girders, patch loading, ultimate load

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

1 UVOD

Slučaj dejstva koncentrisanog opterećenja ili opterećenja raspodeljenog po maloj dužini na pojasu limenog nosača u ravni rebra, kada na mestu dejstva sile ne postoji vertikalno ukrućenje, a može da postoji horizontalno ukrućenje, je čest slučaj opterećenja (slika 1). U konceptu proračuna po graničnim stanjima značajno je poznavanje vrednosti graničnog opterećenja. Dostizanje granične nosivosti se manifestuje pojavom izbočenja u zoni unošenja opterećenja. Radi se o složenom problemu stabilnosti i elastoplastičnog ponašanja. Određivanje granične nosivosti nije do skora bilo na zadovoljavajući način pokriveno u propisima za proračun konstrukcija, pa su poslednjih godina preduzimana brojna istraživanja u svetu radi dobijanja preciznijih, kompletnijih i time ekonomičnijih rešenja.



Slika 1. Nosač - oznake

Za ponašanje nosača su od značaja pre svega uticaji osnovnih dimenzija nosača i njihovih odnosa: raspona, visine, debljine rebra, debljine pojasa (odnosno njegove krutosti) kao i karakteristika materijala, dužine unošenja opterećenja, ali i drugi uticaji medju kojima i položaj horizontalnih (podužnih) ukrućenja rebra, njihova vrsta i karakteristike. Podužna ukrućenja mogu biti prisutna iz konstruktivnih razloga ili zbog drugih dejstava, ali njihov uticaj praktično doskora nije bio dovoljno izučen ni kvantitativno određen.

U Evrokodu 3 iz 1992 godine [1] bio je primenjen jedan koncept rešenja ovog problema, gde je korišćeno rešenje Robertsa, koje je takodje primenjeno i u najnovijoj verziji britanskih propisa za mostove [2]. U međuvremenu u toku izrade definitivnog oblika Evrokoda 3, promenjena je potpuno koncepcija rešenja ovog problema [3] radi usklađivanja sa postupcima za ostale slične probleme. Primenjen je postupak koji se zasniva na radovima švedskih istraživača, pre svega Lagerqvista i Johanssona [4] i Graciana [5]. I u toku samog rada na delu 1.5 Evrokoda 3 koji se bavi ovom problematikom, vršene su manje ili veće izmene.

Poslednjih godina u Evropi i nakon usvajanja poslednje verzije Evrokodoa 3.1.5. su nastavljena istraživanja. Rezultati su publikovani u većem broju radova, a posebno su značajne doktorske disertacije objavljene u Nemačkoj [6], Francuskoj [7] i Švedskoj [8] i [9].

U daljem će zbog ograničenog prostora biti razmatrani samo predlozi iz radova [8] i [9] za podužno neukrućene i ukrućene nosače.

2 PRORAČUN PREMA EVROKODU 3 I NOVIM PREDLOZIMA

Otpornost rebra valjanog profila ili zavarenog nosača na transverzalnu silu, nanesenu preko pojasa nosača, se može odrediti prema EC3 (Deo:1.5 Limeni nosači, poglavlje 6: Otpornost na transverzalne sile) za nosače sa i bez podužnih ukrućenja.

Od tri slučaja opterećenja koje se razmatraju u Evrokodu dalje će biti razmatran samo slučaj opterećenja po jednom pojasu između vertikalnih ukrućenja

U ovom poglavlju biće prikazano u čemu se novi predlog dat u radovima [8] i [9] razlikuje od rešenja po Evrokodu, koji mu je poslužio kao osnova. U daljem tekstu će izrazi koji odgovaraju novom predlogu biti označeni sa oznakom **NP** (novi predlog).

Vrednost granične nosivosti je data kao:

$$F_{rd} = \frac{f_{yw} \cdot L_{eff} \cdot t_w}{\gamma_{M1}} \tag{1}$$

gde je L_{eff} efektivna dužina za nosivost, koja se određuje redukcijom efektivne dužine unošenja opterećenja l_y:

$$L_{eff} = \chi_F \cdot l_y \tag{2}$$

Efektivna dužina unošenja opterećenja određuje se na osnovu izraza:

$$l_y = s + 2 \cdot t_f \cdot (1 + \sqrt{m_1 + m_2}) < a \tag{3}$$

gde su m_1 i m_2 dati sa:

$$m_1 = \frac{f_{yf} \cdot b_f}{f_{yw} \cdot t_w} \tag{4}$$

$$m_2 = 0.002 \cdot \left(\frac{h_w}{t_f} \right)^2 \quad \text{za} \quad \overline{\lambda}_F > 0.5 \quad \text{odnosno} \quad m_2 = 0 \qquad \text{za} \quad \overline{\lambda}_F \le 0.5 \tag{5}$$

Prema novim predlozima član $m_2 = 0$ **NP** se potpuno zanemaruje.

Redukcioni faktor za lokalno izbočavanje χ_F dobija se prema izrazu:

$$\chi_F = \frac{0.5}{\overline{\lambda}_F} \le 1.0 \tag{6}$$

Novi predlog je složeniji oblik funkcije χ_F

$$\chi_F = \frac{1}{\varphi_F + \sqrt{\varphi_F^2 - \overline{\lambda}_F}} \le 1.2 \quad \textbf{NP} \tag{7}$$

gde je

$$\varphi_F = 0.5 \cdot \left[1 + 0.5 \cdot \left(\overline{\lambda}_F - 0.6\right) + \overline{\lambda}_F\right] \quad \textbf{NP} \tag{8}$$

Redukovana vitkost $\overline{\lambda}_F$ se u Evrokodu određuje na osnovu izraza

$$\overline{\lambda}_F = \sqrt{\frac{l_y \cdot t_w \cdot f_{yw}}{F_{cr}}} \tag{9}$$

u kome je F_{cr} elastična sila izbočavanja celog rebra

$$F_{cr} = 0.9 \cdot k_F \cdot E \cdot \frac{t_w^{\,3}}{h_w} \tag{10}$$

Koeficijent izbočavanja za nosače bez podužnih ukrućenja se određuje na osnovu prva dva člana sledećeg izraza, a za nosače sa podužnim ukrućenjima prema prema celom izrazu:

$$k_F = 6 + 2 \cdot \left[\frac{h_w}{a}\right]^2 + \left[5.44 \cdot \frac{b_1}{a} - 0.21\right] \cdot \sqrt{\gamma_s} \qquad 0.05 \le \frac{b_1}{h_w} \le 0.3 \tag{11}$$

Krutost ukrućenja sa sadejstvujućim delom rebra I_{sl1} se uzima u obzir preko koeficijenta γ_s čija je vrednost ograničena prema izrazu:

$$\gamma_s = 10.9 \cdot \frac{I_{sl1}}{h_w \cdot t_w^{\,3}} \le 13 \cdot \left[\frac{a}{h_w}\right]^3 + 210 \cdot \left[0.3 - \frac{b_1}{h_w}\right] \tag{12}$$

Po novom predlogu kod podužno ukrućenih nosača kritična sila koja se unosi u izraz (11) se dobija kao manja od vrednosti: $F_{cr,1}$ elastične sila izbočavanja celog rebra koja se dobija iz jednačina (10), (11) i (12) i $F_{cr,2}$ kritične sile za panel između opterećene nožice i podužnog ukrućenja, koja se dobija na osnovu sledećih izraza:

$$F_{cr,2} = k_{F2} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot \left(1 - \nu^2\right)} \cdot \frac{t_w^3}{b_1} \qquad \textbf{NP} \tag{13}$$

$$k_{F2} = \left[0.8 \cdot \frac{s_s + 2 \cdot t_f}{a} + 0.6\right] \cdot \left(\frac{a}{b_1}\right)^{\left(0.6 \cdot \frac{s + 2 \cdot t_f}{a} + 0.5\right)} \qquad \textbf{NP} \tag{14}$$

Takođe po novom predlogu u izrazu (11) treći sabirak važi za otvorena ukrućenja, a uvodi se novi izraz za uticaj zatvorenih ukrućenja.

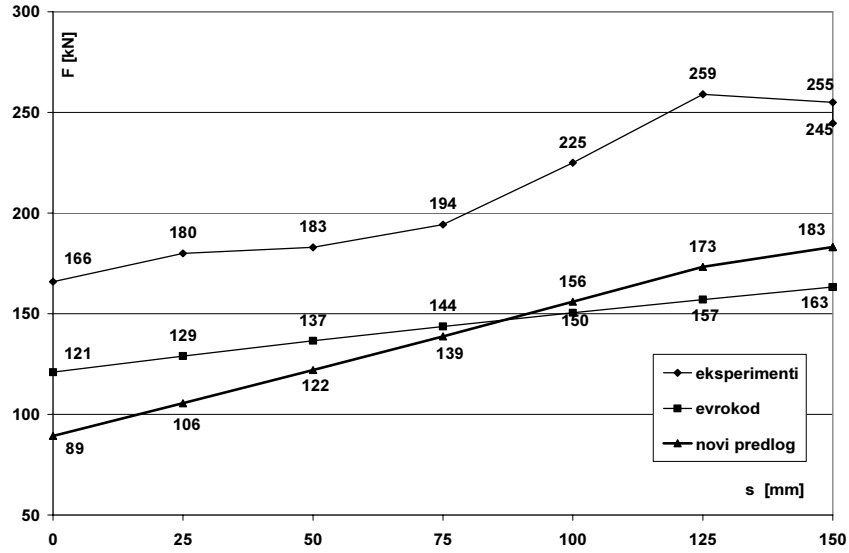
3 POREDJENJE PREDLOGA ZA ODREDJIVANJE GRANIČNE NOSIVOSTI SA EKSPERIMENTALNIM REZULTATIMA

U istraživanjima prikazanim u radu [11] analiziran je uticaj dužine nanošenja opterećenja kod nosača bez podužnih ukrućenja i kod nosača sa podužnim ukrućenjima. U okviru eksperimentalnog dela ovog istraživanja (izvršenim na Građevinskom fakultetu u Podgorici) ispitane su dve serije nosača sa odnosom raspona i visine jednakim 1.0 odnosno 2.0. Izvršeno je 20 testiranja. Karakteristike nosača date u tabeli 1 su bile iste za sve nosače ($\sigma_{w,}$ σ_f , σ_s su nominalne vrednosti napona tečenja rebra, pojasa i ukrućenja) . U seriji A raspon nosača je bio 500 mm, a u seriji B 1000 mm. Dužina nanošenja opterećenja s_s , kao glavnog razmatranog parametra, varirana je od 0 (koncentrisanog opterećenja nanetog preko poluoblice) do 150 mm (trećine kraćeg raspona) za po 25 mm.

Tabela 1. Podaci o ispitivanim nosačima

h_w	t_w	b_f	t_f	σ_w	σ_f	E	h_s	t_s	σ_s	b_1
Mm	mm	mm	mm	MPa	Mpa	GPa	mm	mm	Mpa	mm
500	4	120	8	280	283	205	30	8	283	100

Za ove nosače određena je granična nosivost prema prethodno prikazanim postupcima: prema Evrokodu 3 deo 1.5. i prema novom predlogu. Ove vrednosti su upoređene sa eksperimentalno određenom nosivošću.



Slika 2 - Grančna nosivost za nosače serije A sa podužnim ukrućenjima

Na slici 2 prikazani su rezultati analize za nosače serije A (manjeg raspona) sa podužnim ukrućenjima. Za razmatrane nosače vidi se da novi predlog bolje prati promenu dužine opterećenja, ali su vrednosti isuviše konzervativne. Slični zaključci slede i iz analize serije A nosača bez podužnih ukrućenja, kao i kod nosača serije B. Može se zaključiti da u odnosu na posmatrane eksperimentalne rezultate novi predlozi daju poboljšano uzimanje u obzir uticaja dužine opterećenja ali i dalje sa vrlo velikim koeficijentom sigurnosti izmedju (1.34 i 1.86) .

Radi opštijih zaključaka planiraju se detaljnije analize, kako u ovom radu razmatranog, tako i drugih važnih parametara na znatno široj bazi podataka.

Ovo istraživanje se sprovodi u okviru projekta "Sigurnost, nosivost i stabilnost spregnutih i čeličnih konstrukcija u zgradarstvu i mostogradnji i nova tehnička regulativa" u oblasti tehnološkog razvoja, za koji je sredstava obezbedilo i Ministarstva nauke Republike Srbije.

LITERATURA

[1] *Evrokod 3, Proračun čeličnih konstrukcija, ENV 1993-1-1:1992, Deo 1.1: Opšta pravila i pravila za proračun zgrada*, Građevinski fakultet u Beogradu, 1995.

[2] *BS 5400-3: 2000, Steel, concrete and composite bridges - Part 3: Code of practice for design of steel bridges*, BSI, 2001, p174.

[3] *Eurocode 3, Design of steel structures, prEN 1993-1-5:2003 (34 draft), Part 1.5: Plated structural elements*, 2003.

[4] *Resistance of I- girders to Concentrated Loads* / O. Lagerqvist, B. Johansson // Journal of Constructional Steel Research, Vol. 39, No.2, 1996, 87-119.

[5] *Critical buckling of longitudinally stiffened webs subjected to compressive edge loads* / C.Graciano, O. Lagerqvist // Journal of Constructional Steel Research, Volume 59, Issue 9, September 2003, Pages 1119-1146.

[6] *Tragverhalten längsversteifter Blechträger unter quergerichteter Krafteinleitung* / M. Seitz // Ph.D. Thesis, Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart, Stuttgart, 2005, 147s.

[7] *Formulation de la résistance au lancement d'une âme métallique de pont raidie longitudinalement (Résistance dite de "Patch Loading")* / L. Davaine // These de docteur en Genie Civil, INSA, France, 2005, 270.

[8] *Patch Loading Resistance of Plated Girders -Ultimate and serviceability limit state* / J. Gozzi // Doctoral Thesis 2007:30, Luleå University of Technology, Department of Civil and Environmental Engineering, Division of Structural Engineering - Steel Structures, Luleå, Sweden, June 2007. p.176.

[9] *Plate Buckling Resistance - Patch Loading of Longitudinally Stiffened Webs and Local Buckling* / M. Clarin // Doctoral Thesis 2007:31, Luleå *University* of Technology, Department of Civil, Mining and Environmental Engineering, Division of Structural Engineering - Steel Structures, Luleå, Sweden, August 2007. p179.

[10] *Uticaj lokalnog opterećenja limenih nosača i novi propisi za proračun konstrukcija u Evropi* /M. Perović, N. Marković, B. Ćorić// Zbornik radova, Internacionalni naučno-stručni skup Gradjevinarstvo – nauka i praksa, Žabljak, 2006, Knjiga 1, 495-500.

[11] *Izbočavanje limenih nosača pod dejstvom lokalnog opterećenja* / N. Marković // Dokt. disertacija (mentori N. Hajdin, B. Ćorić), Građevinski fakultet Beogradu, 2003, 136 str.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Srđan Ranđelović[1], Biljana Deretić-Stojanović[2]

ANALIZA NOSIVOSTI SPREGNUTIH STUBOVA OD ČELIČNIH OKRUGLIH CEVI ISPUNJENIH BETONOM

Rezime:

U radu se analizira nosivost spregnutih stubova od šupljih kružnih čeličnih profila (okruglih cevi) ispunjenih betonom. Proračun se sprovodi prema Evrokodu 4. Posmatra se aksijalni pritisak i interakcija aksijalnog pritiska i savijanja. Kod ovakvog tipa stubova može se uzeti u obzir povećanje čvrstoće betona usled utezanja i samim tim i povećanje nosivosti spregnutog stuba. Posebno se posmatra uticaj promene debljine čeličnog profila na nosivost spregnutog stuba, sa i bez uticaja utezanja betona, i daje se uporedna analiza nosivosti odgovarajućeg čeličnog stuba i betonskog stuba.

Ključne reči: spregnuti stub, kružni presek, nosivost, pritisak, savijanje, utezanje

ANALYSIS OF RESISTANCE OF THE COMPOSITE COLUMNS WITH STEEL CIRCULAR HOLLOW TUBE FILLED OF CONCRETE

Summary:

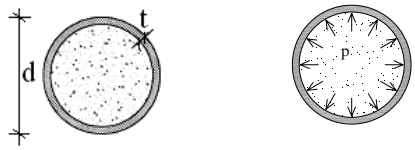
Design of the composite columns resistance, with steel circular hollow profile filled of concrete, is analysed in the paper. Design is presented according to the Eurocode 4. Axial compression and interaction of axial compression with bending are shown in the paper. For this type of composite column increase in strength of concrete caused by confinement, can be taken into account, and in that way the resistance of composite column is increasing. The influence of steel profile thickness change to the composite column resistance, with or without confinement, is being particularly analysed. Comparative analysis of resistance with corresponding steel and concrete column is given.

Key words: composite column, circular section, resistance, compression, bending, confinement

[1] Mr dipl. građ. inž.,
[2] Dr dipl. građ.inž., vanredni profesor, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu

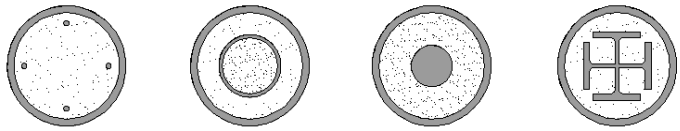
1. UVOD

Spregnuti stubovi od čeličnih okruglih profila ispunjenih betonom su zasigurno prvi tip spregnutih stubova, ali i tip koji je najzastupljeniji zbog svih svojih prednosti. Kod ovakvih stubova profili ujedno predstavljaju i oplatu. Ovo su konstruktivno najbolje iskorišćeni oblici, premda je u slučaju požarnog opterećenja čelik ugrožen, pa je samim tim potrebna zaštitna premazivanjem, beton većeg kvaliteta kao i dodatna unutrašnja podužna armatura koja u normalnim uslovim eksploatacije ne bi bila potrebna.



Slika 1- a) Čelični profili ispunjeni betonom b) Bočni pritisak betonske ispune

Kod ovakvog tipa stubova čeona cev prima pored napona pritiska i napone zatezanja. Ovo je ujedno i najstariji i najefikasniji vid sprezanja bez armature i moždanika čime se ojačava betonska ispuna do čak 40% i odlaže pojava bočnih deformacija. Omotač, odnosno čelični profil omogućava da se usled utezanja betona razvije sistem "confine", tj. obručni mehanizam, a samim tim poveća efekat sprezanja i postigne veća nosivost. Po potrebi za većom nosivošću ovi stubovi se mogu dodatno armirati klasičnim načinom kao kod AB konstrukcija, ali zbog sve veće potrebe za bržim izvođenjem moguće je ubaciti manje profile, odnosno čelična jezgra unutar većih, slika 2. Ovim se postiže da ukoliko se javi požarno opterećenje, koje eliminiše nosivost spoljnog čeličnog profila, određeno vreme unutrašnji čelični profili ili čelično jezgro prihvati opterećenje. Kod ovakvih stubova, koji imaju malu protivpožarnu nosivost, neophodno je na svakoj etaži, ukoliko se radi o višespratnim objektima, ostaviti otvore profila 12-15 mm za izlazak vode (vodene pare) iz betona, jer usled požara može doći do povećanja napona i pucanja čeličnih profila. Kod spregnutih stubova sa betonskom ispunom uticaji skupljanja i tečenja generalno se mogu zanemariti, što nije slučaj kod drugih tipova spregnutih stubova, međutim potrebno je dodati odgovarajuće aditive u beton koji bi sprečili njegovo odvajanje od čeličnog dela usled skupljanja betona.



Slika 2 - Povećanje nosivosti

2. NOSIVOST NA AKSIJALNI PRITISAK

Nosivost na aksijalni pritisak spregnutih preseka od čeličnih okruglih cevi ispunjenih betonom se određuje iz izraza:

$$N_{pl,Rd} = \frac{f_y \cdot A_a}{\gamma_a} + \frac{f_{sk} \cdot A_s}{\gamma_s} + \frac{f_{ck} \cdot A_c}{\gamma_c} \tag{1}$$

Kod ovog tipa spregnutih stubova se dozvoljava iskorišćenje naponske preraspodele, odnosno povećanje čvrstoće betona usled utezanja i aktiviranja prostornog naponskog stanja.

Ovi uticaji se uzimaju sa faktorom η_c za povećanje čvrstoće betona i η_a za smanjenje nosivosti čeličnog profila. Oba ova faktora zavise od ekscentriciteta i relativne vitkosti stuba. Da bi se mogao iskoristiti obručni mehanizam čeličnog profila, a samim tim postiglo povećanje čvrstoće betona usled utezanja, potrebno je da je relativna vitkost $\overline{\lambda} \le 0.5$ i da je $e/d<0,1$ gde je e ekscentricitet opterećenja dobijen preko M_{Ed}/N_{Ed} .

Nosivost spregnutih preseka od čeličnih okruglih cevi ispunjenih betonom sa uticajem utezanja betona se određuje iz izraza:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a \cdot A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} + A_c \cdot \frac{f_c}{\gamma_c} \cdot \left(1 + \eta_c \cdot \frac{t}{d} \cdot \frac{f_y}{f_{ck}}\right) + A_s \cdot \frac{f_s}{\gamma_s} \tag{2}$$

Dokaz nosivosti stuba na aksijalni pritisak se svodi na zadovoljenje sledećeg uslova:

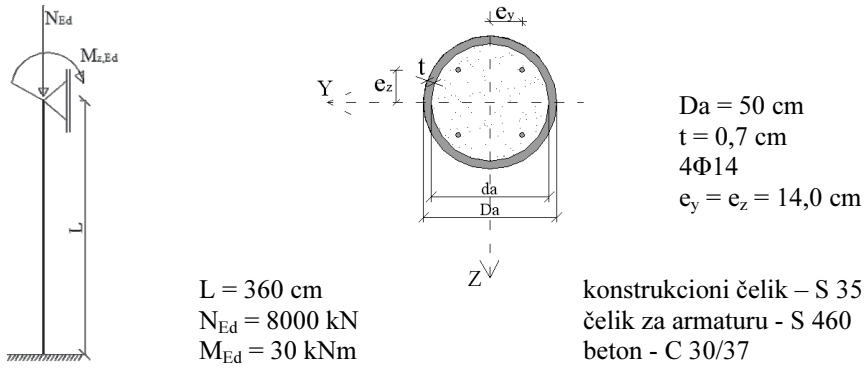
$$N_{Ed} \le \chi \cdot N_{pl,Rd} \tag{3}$$

gde je χ redukcioni koeficijent izvijanja.

3. NOSIVOST NA AKSIJALNI PRITISAK I SAVIJANJE

Ovaj proračun ćemo ilustrovati na primeru stuba izloženog aksijalnom pritisku i jednoosnom savijanju slika 3. Da bi se odredila nosivost stuba na aksijalni pritisak i jednoosno savijanje potrebno je odrediti interakcionu krivu (slika 4). Za vrednost proračunske aksijalne sile $N_{Ed,}$ na osnovu odgovarajućeg koeficijenta $\chi_d = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$, sa interakcionog dijagrama se može očitati vrednost koeficijenta μ_d. Na osnovu tako određene vrednosti faktora μ_d može se izvršiti kontrola nosivosti stuba:

$$M_{Ed} \le 0{,}9 \cdot \mu_d \cdot M_{pl,Rd} \tag{4}$$



Da = 50 cm
t = 0,7 cm
4Φ14
$e_y = e_z$ = 14,0 cm

L = 360 cm
N_{Ed} = 8000 kN
M_{Ed} = 30 kNm

konstrukcioni čelik – S 355
čelik za armaturu - S 460
beton - C 30/37

Slika 3 – Spregnuti stub opterećene aksijalnom silom pritska i momentom savijanja

Koeficijent doprinosa čelika treba da bude u granicama : $0.2 \le \delta \le 0.9$

$$\delta = \frac{N_{pl,a}}{N_{pl,Rd}}; \qquad \delta = 0,493$$

za δ > 0,9 proračun se svodi na proračun čeličnih stubova

za $\delta < 0,2$ proračun se svodi na proračun AB stubova

$N_{pl,Rd}$ = 7800 kN - nosivost spregnutog preseka na aksijalni pritisak bez uticaja utezanja betona

$\bar{\lambda} \le 0.5$ i e/d<0,1 - može se iskoristiti obručni mehanizam čeličnog profila

$N_{pl,Rd}$ = 8225 kN - nosivost spregnutog preseka na aksijalni pritisak sa uticajem utezanja betona

$\chi = 1.0$; $N_{Ed} \le \chi \cdot N_{pl,Rd}$

8000 kN < 8225 kN => uslov nosivosti spregnutog stuba na aksijalni pritisak je zadovoljen ukoliko se uzme u obzir uticaj utezanja betona

3.1 ODREĐIVANJE KARAKTERISTIČNIH TAČAKA NA INTERAKCIONOM DIJAGRAMU

$$W_{pa} = \frac{D_a^3}{4} - \frac{2}{3}\cdot\left(\frac{D_a}{2}\right)^3 - W_{pc} - W_{ps} \;; \qquad \text{plastični otporni moment čeličnog profila} \qquad (5)$$

$$W_{pc} = \frac{(D_a - 2t)^3}{4} - \frac{2}{3}\cdot\left(\frac{D_a}{2} - t\right)^3 - W_{ps} \;; \qquad \text{plastični otporni moment betonskog dela preseka} \qquad (6)$$

$$W_{ps} = \sum_{i=1}^{n} A_{si}\cdot|e_i| \;; \qquad \text{plastični otporni moment armature} \qquad (7)$$

$$h_n = \frac{A_c\cdot f_{cd} - A_{sn}\cdot(2f_{sd} - f_{cd})}{2\cdot D_a\cdot f_{cd} + 4\cdot t\cdot(2f_{yd} - f_{cd})} \;, \quad W_{pan} = D_a\cdot h_n^2 - W_{pcn} - W_{psn} \qquad (8)\,,\,(9)$$

$$W_{pcn} = (D_a - 2\cdot t)\cdot h_n^2 - W_{psn} \quad \text{i} \quad W_{psn} = \sum_{i=1}^{n} A_{sni}\cdot|e_{zi}| \qquad (10)\,,\,(11)$$

hn - rastojanje između plastične neutralne ose i težišne linije

W_{pan} , W_{psn} i W_{pcn} su plastični otporni momenti dela čeličnog profila, armature i betona u visini preseka $\pm$ *hn*

$$M_{\max,Rd} = W_{pa}\cdot\frac{f_y}{\gamma_a} + W_{ps}\cdot\frac{f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{W_{pc}}{2}\cdot\frac{f_{ck}}{\gamma_c} \qquad (12)$$

$$M_{pl,Rd} = M_{\max,Rd} - M_{n,Rd} \qquad (13)$$

$$M_{n,Rd} = W_{pan}\cdot\frac{f_y}{\gamma_a} + W_{psn}\cdot\frac{f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{W_{pcn}}{2}\cdot\frac{f_{ck}}{\gamma_c} \qquad (14)$$

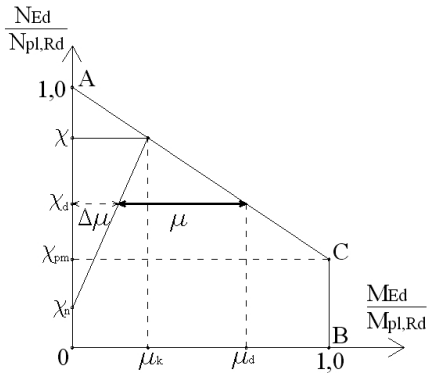
odnosno:

$$M_{pl,Rd} = (W_{pa} - W_{pan})\cdot\frac{f_y}{\gamma_a} + (W_{ps} - W_{psn})\cdot\frac{f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{1}{2}\cdot(W_{pc} - W_{pcn})\cdot\frac{f_{ck}}{\gamma_c} \qquad (15)$$

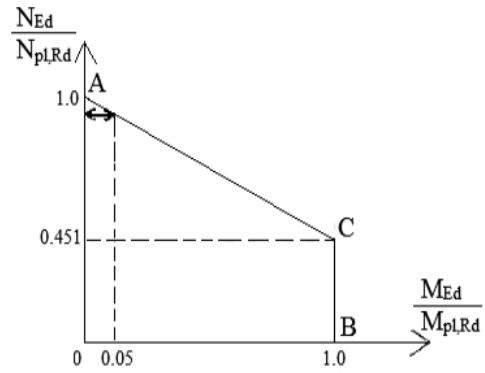
$M_{pl,Rd}$ = 741,3 kNm

$$\chi_d = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0,973 \qquad \mu_k = \frac{(1-\chi)}{(1-\chi_{pm})} = 0,00 \qquad \mu = \mu_d - \mu_k\cdot\frac{(\chi_d - \chi_n)}{(\chi - \chi_n)} = 0,05$$

$$\chi_{pm} = \frac{N_{pl,c}}{N_{pl,Rd}} = 0,451 \qquad \mu_d = \frac{(1-\chi_d)}{(1-\chi_{pm})} = 0,05 \qquad \chi_n = \chi\cdot\frac{(1-\psi)}{4}; \quad \psi = \frac{M_{Ed}}{M'_{Ed}}$$



Slika 4 – Uprošćeni interakcioni dijagram

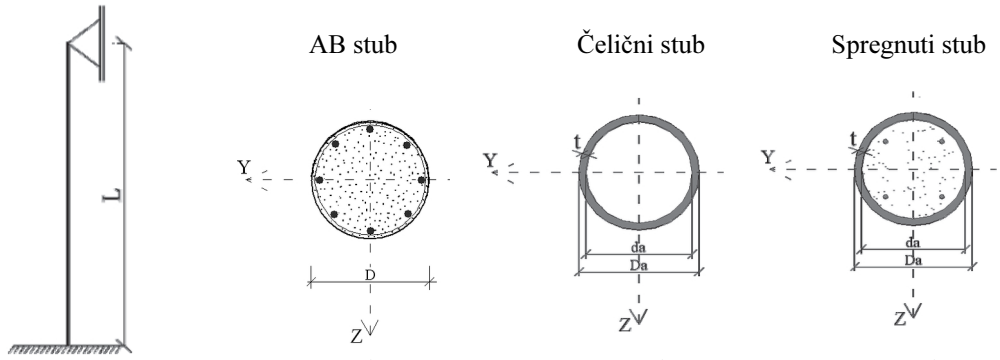


Slika 5 – Uprošćeni dijagram za dati primer

$M_{Ed} \le 0.9 \cdot \mu \cdot M_{pl,Rd}$; 30 kNm < 0,9 · 0.05 · 741,3 = 33.3 kNm => uslov zadovoljen

$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$; $\frac{D_a}{t} \le 90 \cdot \varepsilon$; 71.43 < 73.26 => uticaj lokalnih izbočavanja se može zanemariti

4. UPOREDNA ANALIZA NOSIVOSTI AKSIJALNO OPTEREĆENIH AB, ČELIČNIH I SPREGNUTIH STUBOVA KRUŽNIH POPREČNIH PRESEKA



L = 360 cm

D = 50 cm

Da = 50 cm
t = 0,7 do 4,9 cm

Da = 50 cm
t = 0,7 do 4,9 cm

konstrukcioni čelik: S355 ; čelik za armaturu: S460 ; beton: C30

Nosivost AB stuba: $N_{pl,Rd} = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd}$; uz uslov $A_{s,min} \cdot f_{yd} = 0,1 \cdot N_{Ed}$

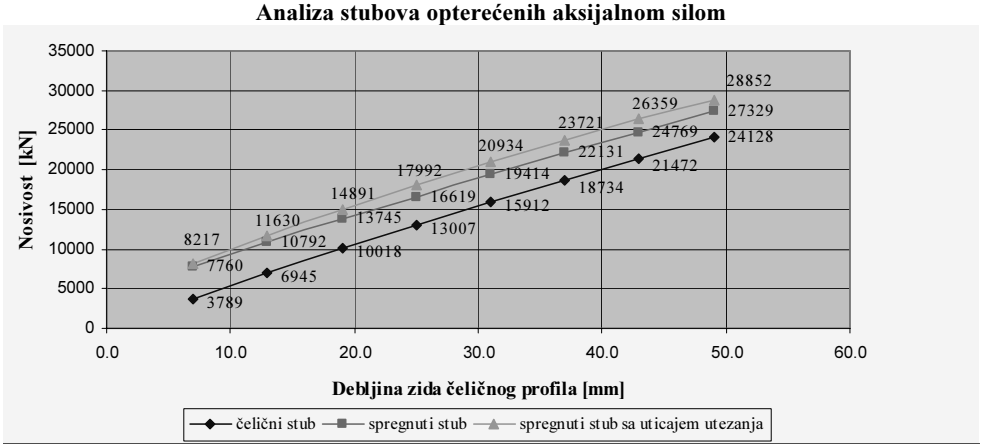
Nosivost stuba od čelične kružne cevi: $\chi \cdot A_a \cdot f_{yd} = \chi \cdot N_{pl,a}$

Nosivost spregnutog stuba od čelične kružne cevi ispunjene betonom bez uticaja utezanja betona data je izrazom (1), a nosivost spregnutog stuba od čelične kružne cevi ispunjene betonom sa uticajem utezanja betona data je izrazom (2).

-Nosivost AB stuba je $N_{pl,Rd} = 4424$ kN

Tabela 4.1 - Nosivost čeličnih i spregnutih stubova kružnog poprečnog preseka za različite debljine zida čeličnog profila i uticaj utezanja betona kod spregnutih stubova

Debljina zida čeličnog profila	Čelični stub	Spregnuti stub bez uticaja utezanja betona	Spregnuti stub sa uticajem utezanja betona	Povećanje nosivosti spregnutog stuba usled utezanja betona		Doprinos čelika
[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[%]	δ
7,0	3789	7760	8217	457	5,9	0,49
13,0	6945	10792	11630	838	7,8	0,65
19,0	10018	13745	14891	1146	8,3	0,74
25,0	13007	16619	17992	1373	8,3	0,79
31,0	15912	19414	20934	1520	7,8	0,83
37,0	18734	22131	23721	1590	7,2	0,86
43,0	21472	24769	26359	1590	6,4	0,88
49,0	24128	27329	28852	1523	5,6	0,90



Slika 4.2 - Dijagram analize nosivosti čeličnih i spregnutih

5. ZAKLJUČAK

Spregnuti stubovi izloženi aksijalnom pritisku od čeličnih okruglih šupljih profila (cevi) ispunjenih betonom imaju znatno veću nosivost od armirano betonskih stubova istog spoljnog prečnika i u zavisnosti od debljine čeličnog profila ova razlika se kreće od 3336 kN do 22905 kN. Takođe, nosivost ovog tipa spregnutih stubova je veća od nosivosti čeličnih stubova istog okruglog šupljeg profila i ova razlika se kreće od 3201 kN do 3971 kN. Ova razlika je i veća ukoliko se uzme doprinos utezanja betona na povećanje nosivosti spregnutog stuba. Nosivost samog spregnutog stuba kod koga je uzet u obzir uticaj utezanje betona se povećava i u zavisnosti od debljine čeličnog profila to povećanje iznosi od 5.6 do 8.3 %.

LITERATURA

[1] *Evrokod4: EN 1994-1-1:2004 Proračun spregnutih konstrukcija od čelika i betona*, Beograd, februar 2006.

[2] S.Ranđelović*: Analiza spregnutih stubova i njihovih veza sa gredama* - magistarski rad

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Jelena Dobrić[1], Dragan Buđevac[2], Marko Pavlović[3]

SPECIFIČNOSTI PRORAČUNA NOSIVOSTI I STABILNOSTI ELEMENATA OD L PROFILA PREMA EN 1993-1-1:2005

Rezime:

Proračun nosivosti i stabilnosti aksijalno opterećenog elementa od L profila zavisi od načina njegovog vezivanja na krajevima. Primena veze sa dva zavrtnja dozvoljava zanemarivanje uticaja ekscentriciteta na nosivost i stabilnost elementa. Ukoliko se za vezu elementa koristi samo jedan zavrtanj, ekscentričnost veze se mora uzeti u obzir pri proračunu stabilnosti i nosivosti elementa. U ovom radu dat je kratak prikaz svih pravila za proračun aksijalno zategnutih i aksijalno pritisnutih L profila prema evropskom standardu EN 1993-1-1. Navedena pravila ilustrovana su odgovarajućim numeričkim primerima i poređeni su rezultati za različite slučajeve veza.

Ključne reči: Evrokod 3, L profil, zatezanje, pritisak, stabilnost, veze

SPECIAL PROBLEMS IN DESIGN OF L SECTIONS ACCORDING TO EN 1993-1-1:2005

Summary:

General design and stability control of axial loaded structural members, composed of L profiles is dependent on type of end joints. Use of two bolts for end joint gives an opportunity to neglect the influence of eccentricity to element stability and load carrying capacity. If only one bolt is used to form a joint, influence of eccentricity must be taken into account. In this paper the short review and general rules are presented, both for members in tension and compression, according to EN 1993-1-1. Given rules are put to test through the appropriate design examples and comparison of the results for different end joint types are made.

Key words: Eurocode 3, L profiles, tension, compresion, stability, end joints

[1] Mr, dipl.građ.inž, asistent, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu

[2] Dr, dipl.građ.inž, redovni profesor, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu

[3] dipl.građ.inž, asistent-pripravnik, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu

1 UVOD

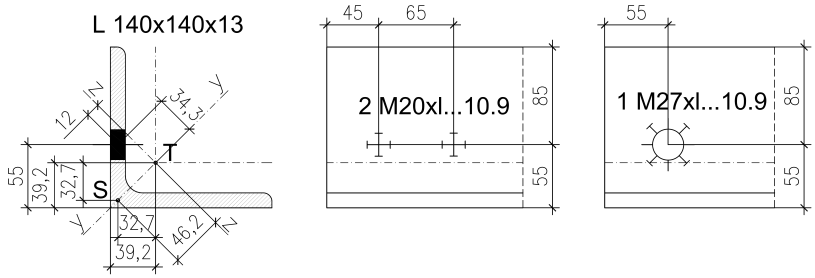
Ugaonici se često upotrebljavaju kao elementi ispune rešetkastih konstrukcija kao što su antenski stubovi, rešetkasti krovni nosači, spregovi, itd. Ukoliko se ugaonik za čvorni lim vezuje preko jednog kraka, što je veoma čest slučaj, minimalna osa inercije ugaonika ne leži u ravni rešetkastog nosača. Ovakva veza ugaonika je ekscentrična u odnosu na težište poprečnog preseka pa se odgovarajući ekscentriciteti moraju uzeti u obzir pri proračunu. U ovom radu, kroz numeričke primere, analizirane su specifičnosti u proračunu aksijalno opterećenih L profila, date u okviru novog evropskog standarada za proračun čeličnih konstrukcija EN 1993-1-1.

2 L PROFILI KAO AKSIJALNO ZATEGNUTI ELEMENTI

EN 1993-1-1 kod zategnutih elemenata predviđa samo kontrolu nosivosti poprečnog preseka (deo 6.2.3). U svakom preseku elementa proračunska vrednost sile zatezanja N_{Ed} treba da bude manja od proračunske nosivosti na zatezanje $N_{t,Rd}$. Nosivost $N_{t,Rd}$ je minimalna vrednost od proračunske plastične nosivosti bruto poprečnog preseka $N_{pl,Rd}$ i granične nosivosti neto poprečnog preseka na mestu rupa za spojna sredstva $N_{u,Rd}$. Uticaj momenata savijanja usled ekscentričnosti veze L profila može da se zanemari kada se izvrši redukcija efektivne površine neto poprečnog preseka (EN 1993-1-8 deo 3.10.3). Ova redukcija zavisi od broja zavrtnjeva u redu kao i rastojanja između zavrtnjeva.

2.1 NUMERIČKI PRIMER

Primer analizira nosivost dijagonalnog elementa ispune rešetkastog nosača dužine L = 350 cm. Dijagonala je opterećena aksijalnom silom zatezanja (pritiska) N_{Ed} = 200 kN. Poprečni presek je L profil 140x140x13 mm, a veza za pojasne elemente ostvarena je pomoću zavrtnjeva 2M20xl...10.9 (varijanta I), odnosno 1M27xl...10.9 (varijanta II). Osnovni materijal je čelik S235.



Slika 1 – Poprečni presek i veza dijagonale na krajevima

Kontrola nosivosti poprečnog preseka

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{34{,}95 \cdot 23{,}5}{1{,}0} = 821{,}3\ \text{kN} \qquad \text{(6.6 deo 6.2.3)}$$

a) Veza ugaonika ostvarena sa dva zavrtnja

$\beta_2 = 0{,}46$ (EN 1993-1-8: tabela 3.8 deo 3.10.3)

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 \, A_{net} \, f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0{,}46 \cdot (34{,}95 - 2{,}5) \cdot 36}{1{,}25} = 430 \text{ kN}$$ (EN 1993-1-8: 3.12 deo 3.10.3)

$N_{t,Rd} = \min(821{,}3;430) = 430 \text{ kN}$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{200}{430} = 0{,}47 < 1{,}0$$ (6.5 deo 6.2.3)

a) Veza ugaonika ostvarena sa jednim zavrtnjem

$$N_{u,Rd} = \frac{2{,}0 (e_2 - 0{,}5 d_0) t \, f_u}{\gamma_{M2}} = 307 \text{ kN}$$ EN 1993-1-8: 3.11 deo 3.10.3)

$N_{t,Rd} = \min(821{,}3;307) = 307 \text{ kN}$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{200}{307} = 0{,}65 < 1{,}0$$ (6.5 deo 6.2.3)

3 L PROFILI KAO AKSIJALNO PRITISNUTI ELEMENTI

Kod pritisnutih elemenata, pored kontrole nosivosti poprečnog preseka (deo 6.2.4), neophodno je izvršiti i kontrolu nosivosti elementa na izvijanje (deo 6.3). Nosivost poprečnog preseka proverava se slično kao i kod zatezanja, ali bez uzimajnja u obzir rupa za spojna sredstva.

U svakom preseku elementa proračunska vrednost sile pritiska N_{Ed} treba da bude manja od proračunske nosivosti na pritisak $N_{c,Rd}$ koja se određuje u zavisnosti od klase poprečnog preseka. Osim toga, proračunska vrednost sile pritiska N_{Ed} treba da bude manja i od proračunske nosivosti elementa na izvijanje $N_{b,Rd}$. Proračunska nosivost $N_{b,Rd}$ određuje se u zavisnosti od klase preseka i predstavlja minimalnu vrednost sila dobijenih za svaki od relevantnih modela izvijanja.

Kod torziono osetljivih monosimetričnih preseka, kakvi su L profili, kod kojih se težišna osa i centar smicanja ne poklapaju, osim fleksionog izvijanja prema EC3 treba kontrolisati i torziono i torziono-fleksiono izvijanje.

U delu 6.3.1.3 su dati izrazi za određivanje relativnih vitkosti u funkciji odgovarajuće kritične sile za fleksiono izvijanje kao i u funkciji odgovarajuće dužine izvijanja. Deo 6.3.1.4 odnosi se na proračun relativnih vitkosti u slučaju torzionog i torziono-fleksionog izvijanja, i to u funkciji odgovarajuće kritične sile. Treba napomenuti, da su izrazi za određivanje kritičnih sila za navedene modele izvijanja inkorporirani u standard EN 1993-1-3 koji se odnosi na proračun tankozidnih hladnooblikovanih profila.

Aneks BB (BB.1.2) Evrokoda EN 1993-1-1 daje preporuke u pogledu određivanja dužina izvijanja ugaonika koji su na krajevima vezani sa dva, odnosno sa jednim zavrtnjem. U prvom slučaju, pretpostavlja se da ovakva veza obezbeđuje odgovarajuće uklještenje elementa na krajevima, pa se može uzeti da je dužina izvijanja 0,9L, a odgovarajući ekscentriciti veze se mogu zanemariti. Kada se za spojeve na krajevima koristi samo jedan zavrtanj, dužina izvijanja jednaka je sistemnoj dužini elementa, a element se računa kao ekscetrično pritisnut.

Treba naglasiti da deo 6.2.9 ne daje eksplicitne interakcione izraze za proračun nosivosti ekscentično pritisnutog ugaonika, za razliku od I, H preseka i šupljih profila, izuzev u delu 6.2.9.2 u kojem se vrši kontrola maksimalnog podužnog napona usled normalne sile i momenta savijanja za preseke klase 3.

Pri kontroli nosivosti elementa na izvijanje usled ekscentičnog pritiska, vrednost kritičnog momenta za bočno torziono izvijanje M_{cr} nije definisana što uslovljava primenu opšte metode za bočno i bočno-torziono izvijanje (deo 6.3.4). Kada je reč o momentima nastalim usled ekscenticiteta veze, prema EN 1993-1-8 deo 2.7 moraju se uzeti u obzir svi mogući ekscentriciteti, u ravni i izvan nje. Oni se određuju uzimajući u obzir relativan položaj težišne ose elementa i težišta veze u ravni spoja.

3.1 NUMERIČKI PRIMER

Kontrola nosivosti poprečnog preseka

a) Veza ugaonika ostvarena sa dva zavrtnja

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{34{,}95 \cdot 23{,}5}{1{,}0} = 821{,}3\,\text{kN} \quad \text{(6.10 deo 6.2.4)}$$

b) Veza ugaonika ostvarena sa jednim zavrtnjem

$$N_{Ed} = 200\,\text{kN}; \qquad M_{y,Ed} = 200 \cdot 3{,}43 = 6{,}86\,\text{kNm}; \qquad M_{z,Ed} = 200 \cdot 1{,}20 = 2{,}40\,\text{kNm}$$

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{200}{34{,}95} + \frac{686}{1010} + \frac{240}{262} = 7{,}32\,\text{kN/cm}^2 < \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{23{,}5}{1{,}0} = 23{,}5\,\text{kN/cm}^2 \text{ (6.42 deo 6.2.9.2)}$$

Kontrola nosivosti elementa na izvijanje

a) Veza ugaonika ostvarena sa dva zavrtnja

$$N_{Ed} = 200\,\text{kN}$$

Fleksiono izvijanje (deo 6.3.1.3)

$$\lambda_1 = \pi\sqrt{E / f_y} = 93{,}9 \cdot 1{,}0 = 93{,}9$$

$$\overline{\lambda}_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z}\frac{1}{\lambda_1} = \frac{0{,}9 \cdot 350}{2{,}74} \cdot \frac{1}{93{,}9} = 1{,}224; \quad \overline{\lambda}_{eff,z} = 0{,}35 + 0{,}7 \cdot \overline{\lambda}_z = 0{,}35 + 0{,}7 \cdot 1{,}224 = 1{,}207$$

$$\Phi = 0{,}5\left[1 + \alpha(\overline{\lambda} - 0{,}2) + \overline{\lambda}^2\right] = 1{,}475; \qquad \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \overline{\lambda}^2}} = 0{,}43$$

Torziono i torziono-fleksiono izvijanje (EN 1993-1-1 deo 6.3.1.4, EN 1993-1-3 deo 6.2.3)

$$i_o^2 = i_y^2 + i_z^2 + y_o^2 + z_o^2 = 5{,}38^2 + 2{,}74^2 + 4{,}62^2 + 0^2 = 57{,}84\,\text{cm}^2$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_o^2}\left(GI_t + \frac{\pi^2 EI_w}{\ell_T^2}\right) = \frac{1}{57{,}84}\left(0{,}81 \cdot 10^4 \cdot 21{,}3 + \frac{\pi^2\, 2{,}1 \cdot 10^4 \cdot 0}{350^2}\right) = 2983\,\text{kN}$$

$$N_{cr,y} = \pi^2 E \frac{I_y}{L_{cr,y}^{\ 2}} = \pi^2 \cdot 2{,}1 \cdot 10^4 \cdot \frac{1010}{0{,}9 \cdot 350^2} = 1896{,}8\,\text{kN}$$

$$\beta = 1 - \left(\frac{y_o}{i_o}\right)^2 = 1 - \left(\frac{4{,}62}{7{,}61}\right)^2 = 0{,}631$$

$$N_{cr,TF} = \frac{N_{cr,y}}{2\beta}\left[1+\frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} - \sqrt{\left(1-\frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}\right)^2 + 4\left(\frac{y_o}{i_o}\right)^2 \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}}\right] = 1422 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = N_{cr,TF} = 1422 \text{ kN} < N_{cr,T} = 2983 \text{ kN}$$

$$\overline{\lambda}_T = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{34{,}95 \cdot 23{,}5}{1422}} = 0{,}760$$

$$\Phi = 0{,}5\left[1+\alpha(\overline{\lambda}-0{,}2)+\overline{\lambda}^2\right] = 0{,}927\,; \qquad \chi = \frac{1}{\Phi+\sqrt{\Phi^2-\overline{\lambda}^2}} = 0{,}687$$

$$\chi = \min(0{,}43;0{,}687)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0{,}43 \cdot 34{,}95 \cdot 23{,}5}{1{,}0} = 353{,}55 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{300}{353{,}55} = 0{,}848 < 1{,}0 \quad \text{(6.46 deo 6.3)}$$

b) Veza ugaonika ostvarena sa jednim zavrtnjem

$N_{Ed} = 200 \text{ kN}$ $\qquad M_{y,Ed} = 200 \cdot 3{,}43 = 6{,}86 \text{ kNm}$ $\qquad M_{z,Ed} = 200 \cdot 1{,}20 = 2{,}40 \text{ kNm}$

(EN 1993-1-1 deo 6.3.4)

$N_{Rk} = Af_y = 821{,}3 \text{ kN}\,;$ $\quad M_{y,Rk} = W_y f_y = 38{,}05 \text{ kNm}\,;$ $\quad M_{z,Rk} = W_z f_y = 19{,}5 \text{ kNm}$

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}} = \frac{200}{821{,}3} + \frac{686}{3805} = 0{,}424$$

$$\overline{\lambda}_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y}\frac{1}{\lambda_1} = \frac{350}{5{,}38} \cdot \frac{1}{93{,}9} = 0{,}693\,; \qquad \overline{\lambda}_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z}\frac{1}{\lambda_1} = \frac{350}{2{,}74} \cdot \frac{1}{93{,}9} = 1{,}360$$

$$\Phi_y = 0{,}5\left[1+\alpha(\overline{\lambda}-0{,}2)+\overline{\lambda}^2\right] = 0{,}861\,; \qquad \Phi_z = 0{,}5\left[1+\alpha(\overline{\lambda}-0{,}2)+\overline{\lambda}^2\right] = 1{,}709$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y{}^2 - \overline{\lambda}_y{}^2}} = 0{,}729\,; \qquad \chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z{}^2 - \overline{\lambda}_z{}^2}} = 0{,}364$$

Vrednosti interakcionih koeficijenata k_{yy} i k_{zy} određene su saglasno aneksu B

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}} = \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy}\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT}\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{200}{\frac{0{,}729 \cdot 821{,}3}{1{,}0}} + 1{,}165 \cdot \frac{6{,}86}{1{,}0 \cdot \frac{38{,}05}{1{,}0}} = 0{,}544$$

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}} = \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy}\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT}\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{200}{\frac{0{,}364 \cdot 821{,}3}{1{,}0}} + 0{,}879 \cdot \frac{6{,}86}{1{,}0 \cdot \frac{38{,}05}{1{,}0}} = 0{,}827$$

$$\alpha_{ult,k} = \min(1/0{,}424;1/05441;1/0{,}827) = 1{,}209$$

Numeričkom analizom, primenom metode konačnih elemenata na modelu štapa kome je opterećenje zadato u težištu spoja, dobijena je vrednost minimalnog koeficijenta uvećanja

opterećenja prema opštoj metodi za bočno i bočno-torziono izvijanje, odnosno vrednost kritičnog momenta M_{cr}.

$$\alpha_{cr,opt} = 10{,}77 \rightarrow M_{cr} = M_{y,Rk}\frac{\alpha_{cr,opt}}{\alpha_{ult,k}} = 38{,}05 \cdot \frac{10{,}77}{1{,}209} = 339\ \text{kNm}$$

Saglasno EN 1993-1-1 deo 6.3.3 za proračun ekscentrično pritisnutih elemenata i aneksu B dobijene su vrednosti interakcionih koeficijenata k_{yy}, k_{yz} , k_{zy} i k_{zz} i redukcionog koficijenta $\chi_{LT.}$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}}}{\frac{\gamma_{M1}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy}\frac{\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT}\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\frac{\gamma_{M1}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz}\frac{\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\frac{\gamma_{M1}}{\gamma_{M1}}} = \frac{200}{\frac{0{,}729 \cdot 821{,}3}{1{,}0}} + 1{,}165 \cdot \frac{6{,}86}{0{,}898 \cdot \frac{38{,}05}{1{,}0}} + 0{,}699 \cdot \frac{2{,}4}{\frac{19{,}5}{1{,}0}} = 0{,}654$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}}}{\frac{\gamma_{M1}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy}\frac{\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT}\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\frac{\gamma_{M1}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz}\frac{\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\frac{\gamma_{M1}}{\gamma_{M1}}} = \frac{200}{\frac{0{,}364 \cdot 821{,}3}{1{,}0}} + 0{,}879 \cdot \frac{6{,}86}{0{,}898 \cdot \frac{38{,}05}{1{,}0}} + 1{,}937 \cdot \frac{2{,}4}{\frac{19{,}5}{1{,}0}} = 1{,}084$$

4 ZAKLJUČAK

U slučaju veze ugaonika sa dva zavrtnja na jednom kraku, ne uzimajući u obzir ekscentricitete veze na krajevima, što Evrokod dopušta, iskorišćenje nosivosti iznosi 0,848. Kada je ugaonik vezan pomoću jednog zavrtnja, uticaj ekscentriciteta veze se ne može zanemariti što dovodi do uvećanja iskorišćenja nosivosti u iznosu od 1,084. Takođe, u oba slučaja merodavan vid nestabilnosti je fleksiono izvijanje oko slabije ose inercije, što pokazuje i numerička analiza metodom konačnih elemenata.

Na osnovu dobijenih rezultata, sasvim izvesno se može uočiti prednost veze ugaonika ostvarene sa dva zavrtnja u pogledu stepena iskorišćenosti poprečnog preseka. Ovakve veze su već ustaljene u konstrukterskoj praksi. Za razliku od važećeg domaćeg standarda JUS, Evrokod pruža mogućnost precizne analize nosivosti elemenata konstrukcije od L profila koji su vezani samo jednim zavrtnjem. Ovakva dispozicija veze se i primenjuje samo u specijalnim slučajevima kada tehno-ekonomska analiza može opravdati niz nepogodnosti koje ova veza donosi.

LITERATURA

[1] *Evrokod 3,* DESIGN OF STEEL STRUCTURES / *Part 1-1: General rules end rules for buildings* / CEN (European Committee for Standardisation) : 2005.

[2] *Evrokod 3,* DESIGN OF STEEL STRUCTURES / *Part 1-3: General rules – Supplementary rules for cold-formed members and sheeting* / CEN (European Committee for Standardisation) : 2006.

[3] *Evrokod 3: Proračun čeličnih konstrukcija deo 1-1: Opšta pravila i pravila za proračun zgrada* / Z.Marković / Seminar: Evrokodovi za konstrukcije, Saopštenja pozvanih učesnika / Beograd 2006.

[4] *Metalne konstrukcije* / D.Buđevac, Z.Marković, D.Čukić, D.Tošić / Građevinska knjiga / Beograd 2007.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Marko Pavlović[1], Dragan Buđevac[2], Jelena Dobrić[3]

KOMPARATIVNA ANALIZA NOSIVOSTI U PROFILA NA BOČNO-TORZIONO IZVIJANJE

Rezime:

U profil je specifičan po tome što se centar smicanja i težište preseka ne poklapaju pa je proračun bočno-torzionog izvijanja problematičan. Domaći standard - JUS ovaj problem ne razmatra eksplicitno već predviđa samo proračun približnim, konzervativnim postupkom. Evrokod 3 ovom problemu pristupa na opšti način uvodeći u proračun i metodu konačnih elemenata kao alat za rešavanje komplikovanih problema stabilnosti. U ovom radu će biti prikazana primena ove metode uz odgovarajući numerički primer. Dobijeni rezultati prema Evrokodu i JUS-u su poređeni sa britanskim standardom BS5950-1 i ruskim standardom SNIP-23-81* koji daju mogućnost proračuna nosivosti U profila za slučaj bočno-torzionog izvijanja.

Ključne reči: Evrokod 3, čelične konstrukcije, U profili, bočno-torziono izvijanje,

COMPARATIVE ANALYSIS OF LATERAL-TORSION BUCKLING OF CHANNEL SECTIONS

Summary:

U section is specific since the shear centre and centroid do not match and therefore design respect to lateral-torsion buckling is difficult. Domestic code – JUS does not deal with this problem explicitly, it only gives average, conservative procedures. Eurocode 3 deals this problem in most general way, introducing even finite element method into design procedures to deal with complicated stability issues. In this paper, design procedures will be shown together with appropriate numerical example. Results obtained according to Eurocode and JUS are compared to results according to British design code BS5950-1, and Russian design code SNIP-23-81*, as they give rules and procedures to calculate the lateral torsion stability.

Key words: Eurocode 3, steel structures, chanel sections, lateral-torsion buckling,

[1] dipl.građ.inž, asistent-pripravnik, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu

[2] Dr, dipl.građ.inž, redovni profesor, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu

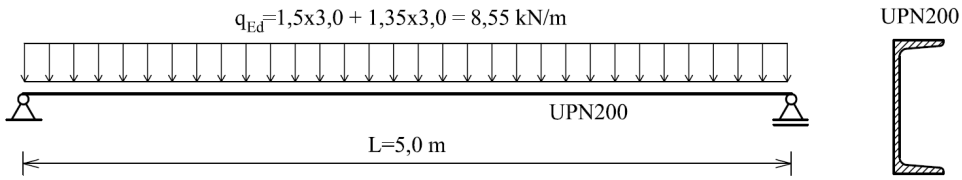
[3] Mr, dipl.građ.inž, asistent, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu

1 UVOD

Centar smicanja i težište preseka se kod U profila ne poklapaju pa je proračun elemenata na bočno-torziono izvijanje komplikovan. Zbog nedostatka važećih domaćih propisa kojima se adekvatno razmatra stabilnost nesimetričnih čeličnih profila, U profili su često izbegavani na račun odgovarajućih I profila u praktičnoj primeni. Sa druge strane, U profili u pojedinim delovima konstrukcije imaju prednost po pitanju jednostavnosti veza, a u nekim slučajevima i povoljnije arhitektonske i estetske karakteristike.

Neki standardi kao sto su britanski standard BS5950-1 deo 1 i ruski standard SNIP II-23-81* imaju odgovarajuće odredbe koje definišu nosivost U profila na bočno-torziono izvijanje. Takođe, evropski standard za proračun čeličnih konstrukcija – Evrokod 3 ovaj problem razmatra uopšteno kao problem svih nesimetričnih i nestandardnih profila.

U ovom radu je izvršena uporedna analiza nosivosti U profila na bočno-torziono izvijanje sa stanovišta tri svetska standarda i važećih domaćih propisa. Razmatrana je prosta greda raspona 5,0 m poprečnog preseka UPN200 – S235. Na gredu deluje stalno opterećenje u iznosu od 3,0 kN/m' i korisno opterećenje od 3,0 kN/m'. Radi poređenja rezultata, za sve propise su usvojeni isti parcijalni koeficijenti sigurnosti za materijal i opterećenja u skladu sa Evrokodom: ψ_G=1,5; ψ_Q=1,35; γ_{MO}=1,0; γ_{MI}=1,0.



Slika 1 – Statički sistem i opterećenje

2 PRORAČUN BOČNO-TORZIONOG IZVIJANJA U PROFILA PREMA EN1993-1-1

Postupak proračuna bočno-torzionog izvijanja elemenata opterećenih na savijanje je dat u delu 6.3.2. Problem se svodi na određivanje vrednosti elastičnog kritičnog momenta M_{cr}. Evrokod 3, u najnovijem izdanju, dalje ne daje nikakva uputstva kako odrediti kritičan moment, ali je za poprečne preseke koji su simetrični oko slabije ose inercije, ovu vrednost moguce odrediti na osnovu izraza datih u ranijim verzijama ovog standarda.

Za elemente nesimetričnih ili složenih poprečnih preseka, kao i za elemente promenljivih poprečnih preseka u delu 6.3.4 data su uputstva za primenu opšte metode proračuna bočnog i bočno-torzionog izvijanja. Ova metoda se odnosi na bilo koji oblik nestabilnosti van ravni do kog može doći. Analiza nosivosti se vrši odvojeno za stabilnost i nosivost u ravni elementa i za fenomene bočnog i bočno-torzionog izvijanja, van ravni elementa. Konačna provera nosivosti se vrši na osnovu sledećeg izraza:

$$\frac{\chi_{op}\alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1$$

gde su:

χ_{op} redukcioni faktor za relativnu vitkost $\overline{\lambda}_{op} = \sqrt{\alpha_{ult,k} / \alpha_{cr,op}}$,

$\alpha_{ult,k}$ minimalna vrednost uvećanja proračunskog opterećenja u ravni elementa da bi došlo do merodavnog oblika gubitka nosivosti ili stabilnosti u ravni elementa,

$\alpha_{cr,op}$ minimalna vrednost uvećanja proračunskog opterećenja u ravni elementa da bi došlo do merodavnog oblika gubitka stabilnosti van ravni elementa (bočnog ili bočno-torzionog izvijanja).

U slučaju grede U poprečnog preseka opterećene samo na savijanje, $\alpha_{ult,k}$ predstavlja odnos momenta nosivosti i maksimalnog proračunskog momenta, pošto ne postoje fenomeni nestabilnosti u ravni grede. Tada se iz izraza za konačnu proveru nosivosti može da se odredi granični moment nosivosti za bočno-torziono izvijanje, kao:

$$\frac{\chi_{op} M_{c,Rd} / M_{Ed}}{\gamma_{M1}} \geq 1 \rightarrow \frac{\chi_{op} M_{c,Rd}}{\gamma_{M1}} \geq M_{Ed} \rightarrow M_{b,Rd} \geq M_{Ed}\,; \quad \boxed{M_{b,Rd} = \frac{\chi_{op} M_{c,Rd}}{\gamma_{M1}}}$$

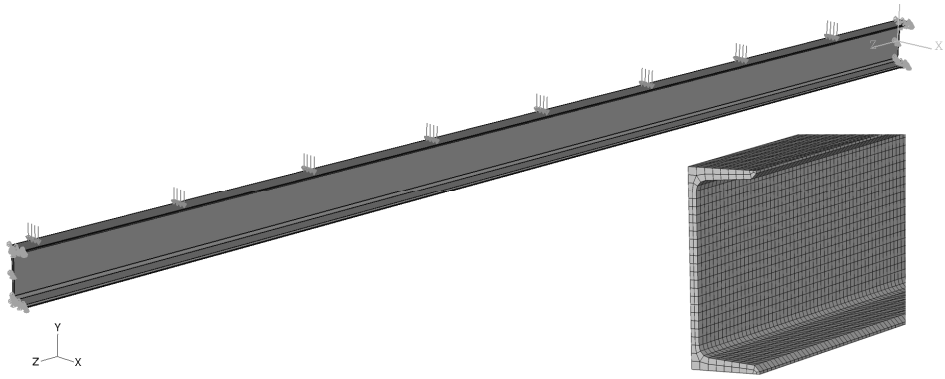
Za određivanje koeficijenata $\alpha_{ult,k}$ koriste se metode definisane u poglavljima 6.2 – nosivost poprečnih preseka, 6.3 – stabilnost elemenata u ravni ili poglavlje 5.3 – stabilnost elemenata primenom teorije drugog reda uzimajući u obzir lokalne i globalne imprefekcije. Koeficijent $\alpha_{cr,op}$ može da se odredi korišćenjem metode konačnih elemenata.

Poprečni presek UPN200 je klase 1 pa se granični moment nosivosti određuje kao plastični moment nosivosti:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 228 \cdot 23{,}5 / 1{,}0 = 53{,}58\ \text{kNm}$$

$$M_{Ed} = q_{Ed} \cdot l^2 / 8 = 8{,}55 \cdot 5{,}0^2 / 8 = 26{,}72\ \text{kNm} \qquad \rightarrow \qquad \underline{\alpha_{ult,k} = M_{c,Rd} / M_{Ed} = 2{,}005}$$

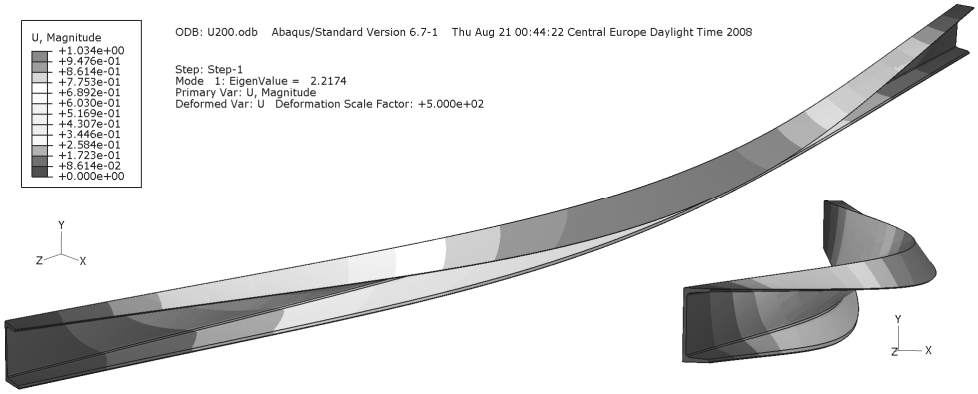
Za određivanje koeficijenta $\alpha_{cr,op}$ korišćen je prostorni model grede primenom programa na bazi konačnih elemenata ABAQUS. Definisani su odgovarajući granični uslovi koji sprečavaju torziju krajnjih poprečnih preseka (viljuškasto oslanjanje). Opterećenje je raspodeljeno po površini gornje nožice.



Slika 2 – Model sa opterećenjem i graničnim uslovima i mreža konačnih

Korišćeni su linearni trodimenzionalni konačni elementi C3DR8 sa 8 čvorova. Mreža je postepeno progušćavana do dostizanja zadovoljavajuće stabilnosti i konvergencije rezultata. Nad formiranim modelom je primenjena analiza elastične stabilnosti pri čemu je korišćen

algoritam Lanczos-ovih vektora. Prvi oblik gubitka stabilnosti odgovara bočno-torzionom izvijanju, kao što je prikazano na slici 3.



Slika 3 – Deformisan oblik za u prvom modu. Faktor uvećanja opterećenja 2,22

Dalje je na osnovu minimalne vrednosti uvećanja proračunskog opterećenja u ravni elementa da bi došlo do merodavnog oblika gubitka stabilnosti van ravni elementa određena relativna vitkost i koeficijent redukcije. Usvojena je kriva izvijanja d, pa je koeficijent α=0,76.

$$\alpha_{cr,op} = 2{,}22 \quad \rightarrow \quad \overline{\lambda}_{op} = \sqrt{\alpha_{ult,k} / \alpha_{cr,op}} = \sqrt{2{,}005 / 2{,}22} = 0{,}95$$

$$\phi = 0{,}5(1 + \alpha(\overline{\lambda}_{op} - 0{,}2) + \overline{\lambda}_{op}^2) = 1{,}237 \quad \rightarrow \quad \chi_{op} = 1/(\phi + \sqrt{\phi^2 - \overline{\lambda}_{op}^2}) = 0{,}493$$

Konačno granični moment nosivosti za bočno-torziono izvijanje se određuje kao:

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{op} M_{c,Rd}}{\gamma_{M1}} = \frac{0{,}493 \cdot 53{,}58}{1{,}0} = \mathbf{26{,}42\ kNm}$$

3 PRORAČUN BOČNO-TORZIONOG IZVIJANJA U PROFILA PREMA BS5950-1

Deo 4.3.6.4 i Aneks B ovog standarda bavi se problematikom stabilnosti na bočno-torziono izvijanje. Postupak proračuna u potpunosti pokriva različite oblike poprečnih preseka. Potrebno je dokazati da je u svakoj tački preseka momenat savijanja usled spoljašnjeg opterećenja M manji od ogovarajuće momentne nosivosti na bočno-torziono izvijanje M_b koja je redukovana koeficijentom m_{LT}. Koeficijent redukcije m_{LT} zavisi od oblika momentnog dijagrama duž nosača. Vrednost momenta M_b predstavlja proizvod napona p_b i odgovarajućeg otpornog momenta, u zavisnosti od klase poprečnog preseka.

$$\gamma = 1 - I_y / I_x = 1 - 148/1919 = 0{,}923$$

$$u = \left(\frac{I_y S_x{}^2 \gamma}{A^2 H} \right)^{0{,}25} = \left(\frac{148 \cdot 228^2 \cdot 0{,}923}{32{,}3^2 \cdot 9070} \right)^{0{,}25} = 0{,}931$$

$$x = 1{,}132\left(\frac{AH}{I_y J}\right)^{0{,}5} = 1{,}132\cdot\left(\frac{32{,}2\cdot 9070}{148\cdot 11{,}9}\right)^{0{,}5} = 14{,}57\,; \qquad \lambda = \frac{L_E}{r_y} = \frac{500}{2{,}14} = 233{,}64$$

$$\nu = \frac{1}{\left[1+0{,}05(\lambda/x)^2\right]^{0{,}25}} = \frac{1}{\left[1+0{,}05\cdot(233{,}64/14{,}57)^2\right]^{0{,}25}} = 0{,}518$$

$$\lambda_{LT} = u\nu\lambda\sqrt{\beta_w} = 0{,}931\cdot 0{,}518\cdot 233{,}64\cdot\sqrt{1{,}0} = 112{,}76$$

$$\lambda_{L0} = 0{,}4\left(\pi^2 E/p_y\right)^{0{,}5} = 0{,}4\cdot\left(\pi^2\cdot 2{,}1\cdot 10^4/23{,}5\right)^{0{,}5} = 37{,}57$$

$$\eta_{LT} = \alpha_{LT}(\lambda_{LT}-\lambda_{L0})/1000 = 7\cdot(112{,}76-37{,}57)/1000 = 0{,}526$$

$$p_E = \left(\pi^2 E/{\lambda_{LT}}^2\right) = \left(\pi^2\cdot 2{,}1\cdot 10^4/112{,}76^2\right) = 16{,}3\ \text{kN/cm}^2$$

$$\phi_{LT} = \frac{p_y+(\eta_{LT}+1)p_E}{2} = \frac{23{,}5+(0{,}526+1)\cdot 16{,}3}{2} = 24{,}19\ \text{kN/cm}^2$$

$$p_b = \frac{p_E p_y}{\phi_{LT}+\left({\phi_{LT}}^2-p_E p_y\right)^{0{,}5}} = \frac{16{,}3\cdot 23{,}5}{24{,}19+\left(24{,}19^2-16{,}3\cdot 23{,}5\right)^{0{,}5}} = 9{,}97\ \text{kN/cm}^2$$

$$M_b = p_b S_x = 9{,}97\cdot 228 = 22{,}74\ \text{kNm}\ ; \quad m_{LT} = 0{,}925$$

$$M_x = 26{,}72\ \text{kNm} > \frac{M_b}{m_{LT}} = \frac{22{,}74}{0{,}925} = \mathbf{24{,}58\ kNm}$$

4 PRORAČUN BOČNO-TORZIONOG IZVIJANJA U PROFILA PREMA SNIP II-23-81*

Ovaj popstupak proračuna opisan je u delu 5.15 ruskog nacionalnog standarda. Potrebno je zadovoljiti uslov da je odnos spoljašnjeg momenta savijanja M i proizvoda koeficijnta bočno-torzionog izvijanja φ_b i elastičnog otpornog momenta W_x manji od proizvoda granice razvlačenja R_y i odgovarajućeg parcijalnog koeficijenta sigurnosti γ_c:

$$\frac{M}{\varphi_b\cdot W_x} \le R_y\cdot\gamma_c$$

Vrednost koeficijenta φ_b, koji zapravo predstavlja odnos kritičnog napona bočnog torzionog izvijanja σ_{cr} i granice razvlačenja R_y, određuje se u prilogu 7*. Izrazi se razlikuju u zavisnosti od toga da li su u pitanju monosimetrični ili obostrano simetrični preseci.

$$\alpha = 1{,}54\frac{I_t}{I_y}\left(\frac{l_{eff}}{h}\right)^2 = 1{,}54\cdot\frac{11{,}9}{148}\cdot\left(\frac{500}{20}\right)^2 = 77{,}39$$

$$\psi = 1{,}6+0{,}08\alpha = 1{,}6+0{,}08\cdot 77{,}39 = 7{,}79$$

$$\varphi_1 = 0{,}7\psi\frac{I_y}{I_x}\left(\frac{h}{l_{eff}}\right)^2\frac{E}{R_y} = 0{,}7\cdot 7{,}79\cdot\frac{148}{1910}\cdot\left(\frac{20}{500}\right)^2\cdot\frac{2{,}06\cdot 10^4}{23{,}0} = 0{,}606 < 0{,}85$$

$$\varphi_b = \varphi_1 = 0{,}606$$

$$M_x = 26{,}72\ \text{kNm} > \varphi_b W_c R_y\gamma_c = 0{,}606\cdot 191\cdot 23\cdot 0.95 = \mathbf{25{,}27\ kNm}$$

5 PRORAČUN PREMA JUS.U.E7.96

Važeći domaći standard za proraču čeličnih konstrukcija daje uputstva za proračun složenih i nesimetričnih preseka jedino po pojednostavljenom postupku. Pojednostavljen postupak podrazumeva razmatranje pritisnutog dela poprečnog preseka kao centrično pritisnutog štapa sa dužinom izvijanja između tačaka bočnog pridržavanja. Redukovan dopusten napon dobijen na ovaj način množi se faktorom 1,14 i na taj način se definiše redukovan dopušten napon za slučaj bočno-torzionog izvijanja. Da bi bilo moguće poređenje rezultata sa ostalim propisima, dopušten napon je pomnožen otpornim momentom i globalnim koeficijentom sigurnosti za prvi slučaj opterećenja ν_I =1,5, kako bi dobili odgovarajući granični moment nosivosti.

Za pritisnutu zonu preseka UPN200 sa vitkošću λ=233,2 na dužini izvijanja L=500 cm, dopušteni napon bočno-torzionog izvijanja prema približnom postupku iznosi:

$$\sigma_{D,dop} = 2{,}40 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \qquad M_{BT} = \nu_I \cdot \sigma_{D,dop} \cdot W_x = 1{,}5 \cdot 2{,}40 \cdot 191/100 = \mathbf{6{,}88 \text{ kNm}}$$

Tabela 1 - Poređenje rezultata različitih propisa

Naziv metode	Moment nosivosti [kNm]
Evrokod 3; EN1993-1-1 6.3.4	26,42
SNIP II-23-81*	25,27
BS5950-1	24,58
JUS.U.E7.096 – približan postupak	6,88

6 ZAKLJUČAK

Evrokod 3 pored toga što pruža širok spektar mogućnosti primenom metode opisane u ovom radu, pokazuje i dobro poklapanje sa rezultatima koji se dobijaju i po drugim svetskim standardima koji problemu bočnog i bočno-torzionog izvijanja pristupaju klasičnim metodama. Razlike u rezultatima između Evrokoda3, BS5950-1 i SNiP II-23-81 kreću se u granicama od nekoliko procenata.

Na osnovu priloženih rezultata lako se zaključuje da domaći standard JUS problemu bočno-torzionog izvijanja pristupa krajnje konzervativno. Nosivost dobijena na ovaj način je praktično neuporediva sa vrednostima koje daju ostali standardi.

LITERATURA

[1] *Evrokod 3,* DESIGN OF STEEL STRUCTURES / *Part 1-1: General rules end rules for buildings* / CEN (European Committee for Standardisation) : 2005.

[2] *Evrokod 3: Proračun čeličnih konstrukcija deo 1-1: Opšta pravila i pravila za proračun zgrada* / Z.Marković / Seminar: Evrokodovi za konstrukcije, Saopštenja pozvanih učesnika / Beograd 2006.

[3] *BS 5950-1:2000, Structural use of steelwork in building* / *Part 1: Code of practice for design – Rolled and welded sections* / BSi (British Standard Institute) 2001.

[4] *СниП II-23-81*, Сталые конструкции* / Moskva 2004.

[5] *Metalne konstrukcije* / D.Buđevac, Z.Marković, D.Čukić, D.Tošić / Građevinska knjiga / Beograd 2007.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Nenad Fric[1] , Zlatko Marković [2], Milan Spremić[3]

OPŠTA METODA ZA PRORAČUN BOČNOG I TORZIONOG IZVIJANJA ELEMENATA ČELIČNIH KONSTRUKCIJA

Rezime:

Pored standardnih algoritma za proračun stabilnosti pritisnutih elemenata, elemenata opterećenih na savijanje, kao i ekscentrično pritisnutih elemenata konstrukcije, Evrokod 3 daje mogućnost da se ove kontrole sprovedu i primenom metode konačnih elemenata, kroz opštu metodu za bočno i bočno torziono izvijanje. U ovom radu je prikazana opšta metoda za bočno i bočno torziono izvijanje elemenata prema EN 1993-1-1. Takođe je urađen i numerički primer čiji su rezultati upoređeni sa rezultatima dobijenim prema alternativnim aneksima A i B Evrokoda i JUS-u.

Ključne reči: Evrokod, bočno- torziono izvijanje, metod konačnih elemenata

GENERAL METHOD FOR DESIGN OF LATERAL AND TORSIONAL BUCKLING OF STEEL ELEMENTS

Summary:

Beside standard procedure for stability design of structural elements in compression, bending, as well in compression and bending, Eurocode 3 offers posibility to make these calculations using finit element method through general method for lateral and lateral torsional buckling of structural elements. In this paper general method for lateral and lateral torsional buckling of structural elements is presented. Also, there is numerical example whose results are compared with results of Eurocodes alternative procedures and JUS.

Key words: Eurocode, lateral-torsion buckling, finit element method

[1] dipl.građ.inž, asistent, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu

[2] Dr, dipl.građ.inž, vanredni profesor, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu

[3] Mr, dipl.građ.inž, asistent, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu

1 UVOD

Postupak proračuna nosivosti elemenata na izvijanje je dat u delu 6.3 Evrokoda EN 1993-1-1. Pored algoritama za proračun pritisnutih elemenata konstantnog poprečnog preseka (deo 6.3.1), elemenata konstantnog poprečnog preseka opterećenih na savijanje (deo 6.3.2) i elemenata konstantnog poprečnog preseka opterećenih savijanjem i aksijalnim pritiskom (deo 6.3.3), standard daje mogućnost proračuna i opštom metodom za bočno i bočno torziono izvijanje elemenata konstrukcije (deo 6.3.4). Opšta metoda može da se koristiti kada prve tri metode ne mogu da se primenjuju. Ona omogućava kontrolu nosivosti na bočno i bočno torziono izvijanje za elemente konstrukcije kao što su:

- samostalni (pojedinačni) elementi, višedelni ili ne, konstantnog poprečnog preseka ili ne, sa složenim uslovima oslanjanja ili ne;
- ravni okvirni sistemi ili podsistemi sačinjeni od ovakvih elemenata, koji su izloženi pritisku i/ili jednoosnom savijajnu u ravni.

2 PRIKAZ POSTUPKA PRORAČUNA OPŠTOM METODOM ZA BOČNO I BOČNO-TORZIONO IZVIJANJE

Ova metoda se odnosi na bilo koji oblik nestabilnosti izvan ravni do kog može doći. Analiza nosivosti se vrši odvojeno za stabilnost i nosivost u ravni elementa i za fenomene bočnog i bočno-torzionog izvijanja, van ravni elementa. Provera nosivosti se vrši na osnovu sledećeg izraza:

$$\frac{\chi_{op}\alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1$$

gde su:

χ_{op} redukcioni faktor za relativnu vitkost $\overline{\lambda}_{op}$ kojim se uzima u obzir bočno i bočno torziono izvijanje

Relevantna vitkost određuje se kao: $\overline{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}}$

$\alpha_{ult,k}$ minimalna vrednost koeficijenta uvećanja proračunskog opterećenja u ravni elementa da bi se dostigla karakteristična nosivost najkritičnijeg poprečnog preseka. U obzir se ne uzimaju bočno i bočno torziono izvijanje ali se vodi računa o svim efektima usled geometrijskih deformacija i imperfekcija u ravni, kako globalnih tako i lokalnih.

$\alpha_{cr,op}$ minimalna vrednost koeficijenta uvećanja proračunskog opterećenja u ravni elementa da bi došlo do merodavnog oblika gubitka stabilnosti van ravni elementa (bočnog ili bočno-torzionog izvijanja).

γ_{M1} parcijalni koeficijent

U slučaju grede obostrano simetričnog preseka koja je opterećena savijanjem i pritiskom, $\alpha_{ult,k}$ predstavlja recipročnu vrednost zbira odnosa proračunske vrednosti normalne

sile i karakteristične nosivosti na pritisak i maksimalnog proračunskog momenta i karakteristične vrednosti momenta nosivoti. Maksimalni proračunski moment određuje se po teoriji II reda pri čemu se početne imperfekcije u proračun uvode preko ekvivalentnog opterećenja, a sve prema odredbama tačke 5.3.2 EN 1993-1-1.

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}}$$

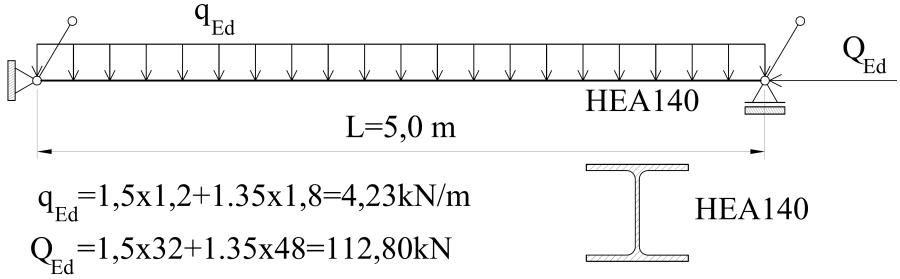
Dakle, za određivanje koeficijenata $\alpha_{ult,k}$ koriste se metode definisane u poglavljima 6.2 – nosivost poprečnih preseka i u poglavlju 5.3 – nosivost elemenata primenom teorije drugog reda uzimajući u obzir lokalne i globalne imprefekcije.

Koeficijent $\alpha_{cr,op}$ može da se odredi korišćenjem metode konačnih elemenata.

3 NUMERIČKI PRIMER

Da bi se ilustrovao postupak proračuna urađen je numerički primer primenom opšte metode proračuna.

U ovom primeru je razmatran stub visine 5,0 m statičkog sistema proste grede, poprečnog preseka HEA140 od čelika kvaliteta S235. Stub je opterećen jednakopodeljenim opterećenjem i aksijalnom silom pritiska i to: stalno opterećenje u iznosu od g_{Ed}=1,2 kN/m' i G_{Ed}=32 kN i korisno opterećenje od p_{Ed}=1,8 kN/m' i P_{Ed}=48 kN. Usvojeni su parcijalni koeficijenti sigurnosti za materijal i opterećenja u skladu sa Evrokodom: ψ_G=1,5; ψ_Q=1,35; γ_{MO}=1,0; γ_{MI}=1,0.



Slika 1 – Statički sistem i opterećenje

Na početku, potrebno je odrediti vrednost ekvivalentnog opterećenja kojim se u proračun koeficijenta $\alpha_{ult,k}$ uvode lokalne imperfekcije:

$$q_e = 8 \cdot N_{Ed} \cdot e_{0,d} / L^2 = 8 \cdot 112{,}8 \cdot 5 / 250 / 25 = 0{,}72 \text{ kN/m}$$

Za zadato opterećenje i sračunato ekvivalentno opterećenje, primenom teorije II reda određuju se momenat i normalna sila u nosaču:

$$M_{y,Ed} = 17{,}92 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 112{,}80 \text{ kN}$$

Poprečni presek HEA140 je klase 1 pa se granični moment nosivosti odeđuje kao plastični moment nosivosti:

$$M_{y,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 173{,}4 \cdot 23{,}5 / 1{,}0 = 40{,}75 \text{ kNm}$$

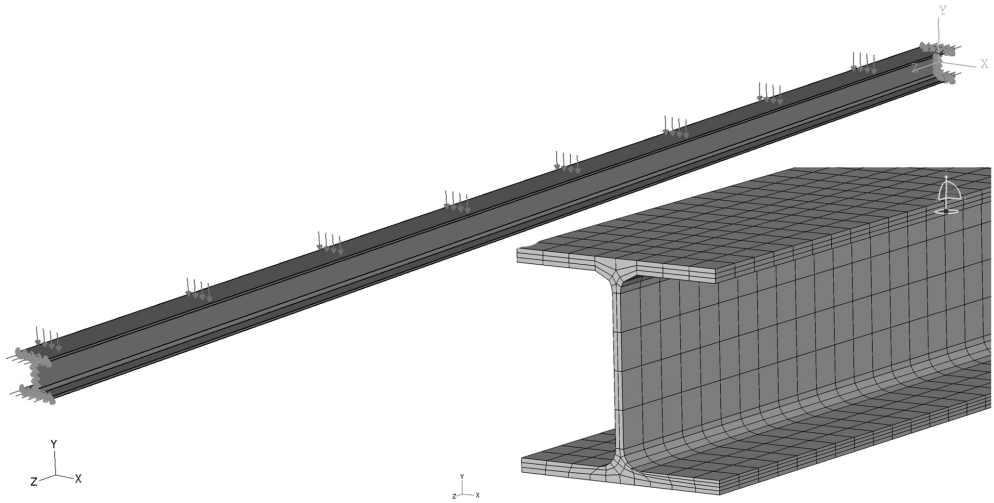
$N_{Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 31{,}4 \cdot 23{,}5 / 1{,}0 = 737{,}90$ kN

Iz navedenog sledi:

$1/\alpha_{ult,k} = N_{Ed} / N_{Rd} + M_{y,Ed} / M_{y,Rd} = 112{,}80 / 737{,}90 + 17{,}92 / 40{,}75 = 0{,}5926$

$\alpha_{ult,k} = 1{,}69$

Za određivanje koeficijenta $\alpha_{cr,op}$ korišćen je prostorni model grede primenom programa na bazi konačnih elemenata ABAQUS. Definisani su odgovarajući granični uslovi koji sprečavaju torziju krajnjih poprečnih preseka (viljuškasto oslanjanje). Opterećenje je raspodeljeno po površini gornje nožice i površini preseka na mestu pokretnog oslonca, slika 2.



Slika 2 – Prostorni model sa opterećenjem i graničnim uslovima i mreža konačnih elemenata

Korišćeni su linearni trodimenzionalni konačni elementi C3DR8 sa 8 čvorova. Mreža je postepeno progušćavana do dostizanja zadovoljavajuće stabilnosti i konvergencije rezultata. Nad formiranim modelom je primenjena analiza elastične stabilnosti pri čemu je korišćen algoritam Lanczos-ovih vektora. Prvi oblik gubitka stabilnosti odgovara kombinaciji bočnog i bočno-torzionog izvijanja, kao što je prikazano na slici 3.

Dalje je neophodno odrediti koeficijent redukcije χ_{op} i to kao manju vrednost od:

χ za bočno izvijanje u skladu sa 6.3.1 EN 1993-1-1

χ_{LT} za bočno torziono izvijanje u skladu sa 6.3.2 EN 1993-1-1

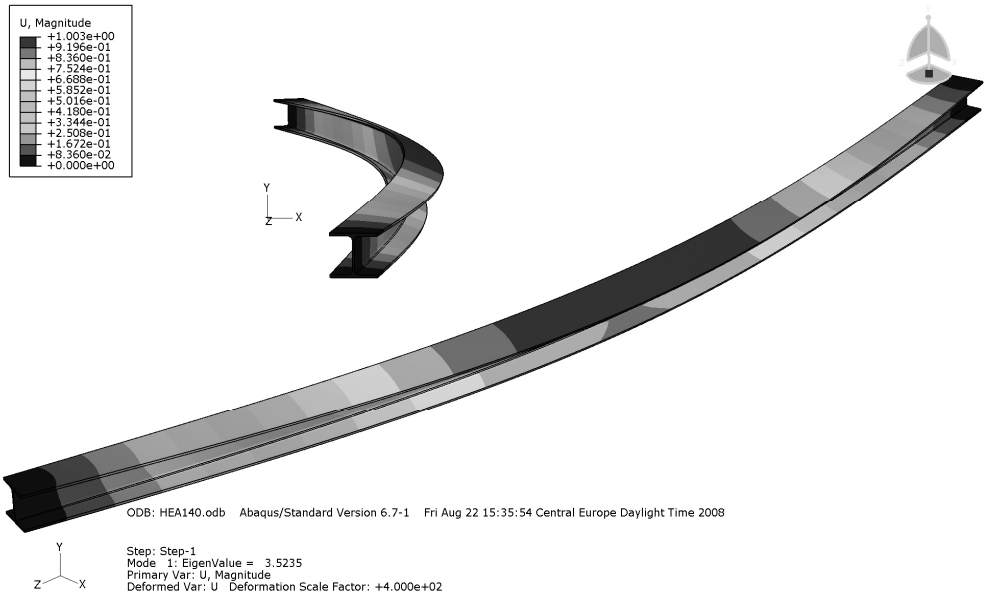
obe sračunate za globalnu relativnu vitkost $\bar{\lambda}_{op}$.

$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\alpha_{ult,k} / \alpha_{cr,op}} = \sqrt{1{,}69 / 3{,}52} = 0.69$

$\alpha_{LT} = 0{,}21$ kriva izvijanja "a" prema 6.3.2.2 EN 1993-1-1

$\Phi_{LT} = 0{,}5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot \left(\bar{\lambda}_{op} - 0{,}2\right) + \bar{\lambda}_{op}{}^2\right] = 0{,}79$

$\chi_{LT} = 1 / \left(\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}{}^2 - \bar{\lambda}_{op}{}^2} \right) = 0{,}85$



Slika 3 – Deformisan oblik u prvom modu (faktor uvećanja opterećenja 3,52)

$\alpha = 0{,}49$ kriva izvijanja "c" prema 6.3.2.1 EN 1993-1-1

$$\Phi = 0{,}5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot \left(\overline{\lambda}_{op} - 0{,}2\right) + \overline{\lambda}_{op}{}^2\right] = 0{,}86$$

$$\chi = 1 / \left(\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \overline{\lambda}_{op}{}^2}\right) = 0{,}73$$

Konačno imamo da je: $\chi_{op} = \min\left(\chi, \chi_{LT}\right) = 0{,}73$ pa se može izvršiti provera globalne nosivost na izvijanje posmatranog nosača izvan ravni:

$\chi_{op} \cdot \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1} = 0{,}73 \cdot 1{,}69 / 1{,}0 = 1{,}23 \geq 1{,}0$

Recipročna vrednost sračunatog koeficijenta daje nam stepen iskorišćenosti preseka koji u ovom slučaju iznosi 0,81 ili 81%.

3.1 POREĐENJE REZULTATA

Radi što boljeg uvida u odnos između rezultata dobijenih primenom različitih standarda i različitih postupaka proračuna u okviru istih standarda, dat je pregled stepena iskorišćenja nosača iz navedenog numeričkog primera, sračunatih prema sledećim standardima:

- JUS U.E7.096
- EN 1993-1-1 6.3.3 aneks A
- EN 1993-1-1 6.3.3 aneks B

U radu [3] određena je vrednost stepena iskorišćenja nosača prema navedenim standardima i ti rezultati su ovde i prikazani.

Tabela 1 - Poređenje rezultata različitih propisa

Naziv metode	Koeficijent iskorišćenosti
Evrokod 3; EN 1993-1-1 6.3.3 aneks A	0,96
Evrokod 3; EN 1993-1-1 6.3.3 aneks Б	0,92
JUS U.E7.096	0,86
Evrokod 3; EN 1993-1-1 6.3.4 opšta metoda	0,81

4 ZAKLJUČAK

Pored mogućnosti proračuna stabilnosti nosača primenom aneksa A i aneksa B Evrokod 3 ostavlja mogućnost da se u slučaju bilo kakve nedoumice proračun sprovede primenom metode konačnih elemenata. Redak je slučaj da standardi daju bilo kakva uputstva za primenu metode konačnih elemenata ali svakao koristan. Na taj način su obuhvaćeni svi mogući slučajevi. Međutim, ovakav proračun zahteva određena znanja iz metode konačih elemenata, upotrebu odgovarajučeg softvera i svakako više vremena.

Na osnovu priloženih rezultata može se zaključiti da je opšta metoda za bočno i bočno torziono izvijanje u poređenju sa ostalim postupcima proračuna, čiji su rezultati prikazani, najnaprednija. Međutim, razlike u dobijenim rezultatima ne prelaze 15 procenata što govori da su i druge metode dovoljno pouzdane (na strani sigurnosti).

LITERATURA

[1] *Evrokod 3, DESIGN OF STEEL STRUCTURES*, *Part 1-1: General rules end rules for buildings,* CEN (European Committee for Standardisation) : 2005.

[2] *Evrokod 3, DESIGN OF STEEL STRUCTURES*, *Part 1-3: General rules – Supplementary rules for cold-formed members and sheeting,* CEN (European Committee for Standardisation) : 2006.

[3] *Designer's guide to EN 1993-1-1 Eurocode 3: Design Of Steel Structures, General Rules And Rules For Buildings* / L.Gardner , D.A.Nethercot , Thomas Telford // London.

[4] *Evrokod 3: Proračun čeličnih konstrukcija deo 1-1: Opšta pravila i pravila za proračun zgrada* / Z.Marković // Seminar: Evrokodovi za konstrukcije, Saopštenja pozvanih učesnika , Beograd 2006.

[5] *Metalne konstrukcije* / D.Buđevac, Z.Marković, D.Čukić, D.Tošić // Građevinska knjiga , Beograd 2007.

[6] *Uporedna analiza proračuna ekscentrično pritisnutih elemenata prema Evrokodu 3 i JUS-u* / Milan Spremić, Marković Zlatko, Nenad Fric // Simpozijum društva građevinskih konstruktera Srbije, Zlatibor 2008.godine

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Milan Spremić[1], Zlatko Marković[2], Nenad Fric[3]

UPOREDNA ANALIZA PRORAČUNA EKSCENTRIČNO PRITISNUTIH ELEMENATA PREMA EVROKODU 3 I JUS-U

Rezime:

Evrokod 3 daje dva ravnopravna postupka proračuna interakcionih koeficijenata za proračun ekscentrično pritisnutih elemenata konstantnog jednodelnog poprečnog preseka. U ovom radu je data uporedna analiza rezultata proračuna ekscentrično pritisnutih elemenata prema Evrokodu 3 i važećem domaćem standardu. Interakcioni koeficijenti su sračunati prema alternativnim informativnim aneksima A i B, Evrokoda 3. Analizirani su rezultati šest numeričkih primera u kojima su varirane dužine elemenata i vrednosti aksijalne sile pritiska.

Ključne reči: Ekscentričan pritisak, Evrokod 3, interakcioni koeficijenti

COMPARATIVE ANALYSES OF MEMBERS IN BENDING AND AXIAL COMPRESSION ACCORDING TO EUROCODE 3 AND JUS

Summary:

Eurocode 3 provides two completely equal methods for calculation of the interaction factors in interaction equation for design of the member in bending and axial compression. This paper gives comparative analyzes of the calculation results of the members in bending and axial compression according to Eurocode 3 and actual national standard. Interaction factors are calculated according to alternative informative annex A and annex B of Eurocode 3. The results of six numerical examples, in which are being varied from case to case the length of the member or the intensity of axial force, are analyzed.

Key words: members in bending and axial compression, Eurocode, interaction factors

[1] Mr dipl.građ.inž, asistent, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu
[2] Dr, dipl.građ.inž, vanredni profesor, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu
[3] dipl.građ.inž, asistent, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu

1. UVOD

Dokaz stabilnosti ekscentrično pritisnutog elementa konstrukcije prema Evrokodu 3 podrazumeva, proveru da svaki deo ekscentrično opterećenog elementa između dve susedne tačke bočnog pridržavanja zadovoljava uslove definisane interakcionim formulama (1) i (2).

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1{,}0 \qquad (1)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1{,}0 \qquad (2)$$

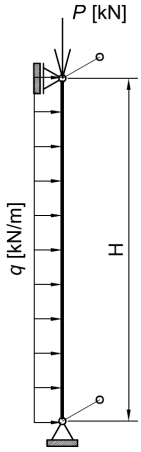
Interakcija momenta savijanja i aksijalne sile pritiska prema tački 6.3.3 Evrokoda 3 deo1-1 (EN 1993-1-1) uzima se u obzir preko interakcionih koeficijenata k_{zz}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}. Ovi koeficijenti mogu da se sračunaju pomoću jednog od dva ravnopravna postupka koji su dati u informativnim aneksima A i B Evrokoda 3. Koji od ova dva postupka (aneksa) će se primenjivati treba da definiše svaka zemlja članica CEN u okviru Nacionalnog aneksa za primenu EN1993-1-1, pri čemu je ostavljena mogućnost usvajanja i oba aneksa. Razlog zbog kojeg je izbor ostavljen nacinalnim organima za standardizaciju leži pre svega u nemogućnosti postizanja konsenzusa na nivou svih zemalja članica EU. Aneks A je razvijen na univerzitetu u Liježu, značajno je složeniji, zahteva veći broj računskih operacija, ali je i napredniji. Aneks B je razvijen na Tehničkom univerzitetu u Gracu i znatno je jednostavniji za praktičnu upotrebu. Nacionalnim aneksom u Velikoj Britaniji primena Aneksa A je ograničena samo na simetrične poprečne preseke, dok se jednostavniji Aneks B može koristiti u svim slučajevima. U Švedskoj je usvojena primena Aneksa A. Stoga je namera autora ovog rada da se analizira ova veoma interesantna problematika, kako bi se pripremio radni materijal koji bi koristio prilikom odličivanja o izboru postupka proračuna u Nacionalnom aneksu Srbije.

U radu su prikazani rezultati šest numeričkih primera, proračuna ekscentrično pritisnutog elementa prema Evrokodu 3 i prema domaćem standardu. Interakcioni koeficijenti u svim primerima su istovremeno sračunati i prema aneksu A i prema aneksu B. U primerima je varirana vitkost (dužina) elementa ili vrednost aksijalne sile pritiska. Korišćeni su poprečni preseci osetljivi na torzione defrmacije (standardni vruće valjani IPE i HEA profili). Za sve primere je usvojen isti odnos stalnog i korisnog opterećenja 40 prema 60. Kompletni proračuni su urađeni pomoću algoritama u programu MathCad. U radu su, zbog velikog obima proračuna, prezentirani i analizirani samo krajnji rezultati proračuna u vidu stepena iskorišćenja nosivosti elementa.

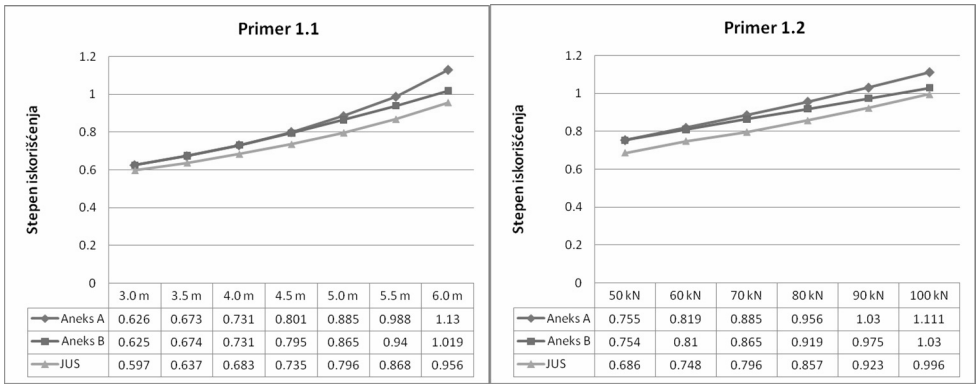
2. PRIMER 1 - Ekscentrično pritisnuta prosta greda

U prvom primeru analiziran je element opterećen jednakopodeljenim poprečnim opterećenjem i aksijalnom silom pritiska, koji je obostrano zglobno oslonjen i bočno pridržan na krajevima (videti sliku 1). Intezitet poprečnog opterećenja je promenljiv, a određen je iz uslova da je vrednost maksimalnog momenta savijanja u preseku u sredini raspona konstantna. Usvojen je poprečni presek HEA140 (S235). U prvom delu analizirana je stabilnost elementa u

funkciji vitkosti. Dužina elementa je varirana od 3,0 m do 6,0 m sa inkrementom od 0,5 m. Dužina elementa u drugom delu primera je konstantna 5,0 m a stabilnost je analizirana u funkciji aksijalne sile pritiska. Vrednos aksijalne sile pritiska varirana je od 150 kN do 450 kN sa inkrementom od 50 kN. Rezultati su ilustrovani na dijagramima (slika 2). Na apscisi je data vrednost promeljivog parametra dok ordinata prikazuje stepen iskorišćenja poprečnog preseka. Pod stepenom iskorišćenja prema Evrokodu 3 podrazumeva se veća vrednost od vrednosti izraza (1) i (2). Za stepen iskorišćenja prema domaćem JUS standardu usvojen je odnos ukupnog napona u poprečnom preseku uvećanog koeficijentima k_n, k_m, θ i dopuštenog napona za prvi slučaj opterećenja.



Slika 1 – Numerički primer 1, dispozicija



	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m
Aneks A	0.626	0.673	0.731	0.801	0.885	0.988	1.13
Aneks B	0.625	0.674	0.731	0.795	0.865	0.94	1.019
JUS	0.597	0.637	0.683	0.735	0.796	0.868	0.956

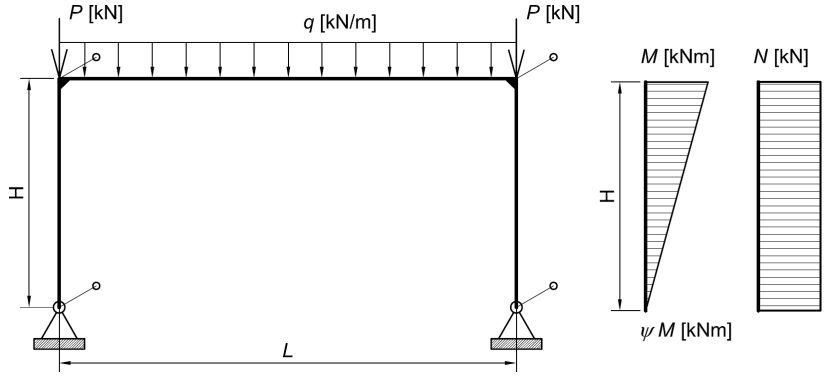
	50 kN	60 kN	70 kN	80 kN	90 kN	100 kN
Aneks A	0.755	0.819	0.885	0.956	1.03	1.111
Aneks B	0.754	0.81	0.865	0.919	0.975	1.03
JUS	0.686	0.748	0.796	0.857	0.923	0.996

Slika 2 – Interpretacija rezultata

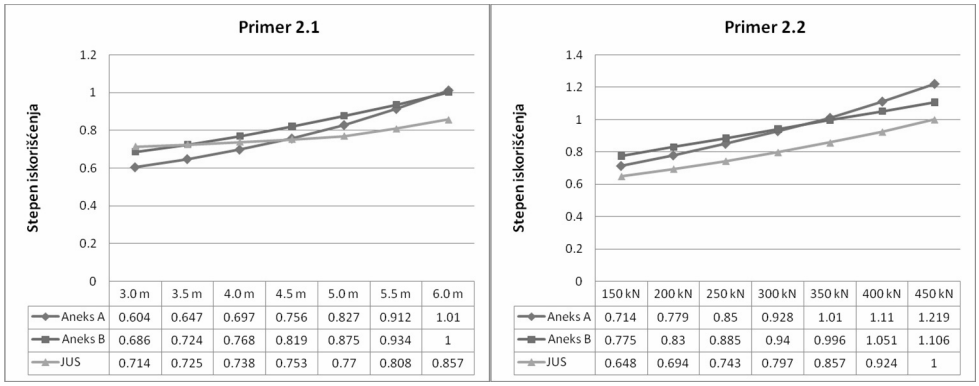
Sa dijagrama se može videti da je slaganje rezultata aneksa A i B jako dobro, pogotovu u oblastima male vitkosti elementa i manjih vrednosti aksijalne sile pritiska. Takođe se može uočiti i da su krive koje predstavljaju rezultate Aneksa B i domaćeg standard približno paralelne.

3. PRIMER 2 - Stub okvirnog nosača (IPE)

U ovom primeru analizirana je nosivost ekscentrično opterećenog elementakoji je izložen dejstvu konstantnog momenta savijana na jednom kraju, bez poprečnog opterećenja. Analizirana je nosivost stuba jednobrodnog, dvozglobnog okvirnog nosača čija je statička šema prikazana na slici 3. Usvojano je da je dužina izvijanja stuba u ravni konstrukcije jednaka 2,5H. Vrednost jednakopodeljenog opterećenja koje deluje na riglu je određena iz uslova da momenat savijanja na kraju stuba ima konstantnu vrednost. Stub je bočno pridržan samo na krajevima. Za poprečni presek stuba usvojen je standardni vruće valjni profil IPE 500 (S235). U primeru 2.1 usvojena je konstantna vrednost aksijalne sile pritiska inteziteta 350,0 kN a varirana je vitsina (vitkost) stuba od 3,0 m do 6,0 m sa inkrementom od 0,5 m. Primer 2.2 tretira problem nosivosti u funkciji aksijalne sile pritiska. U ovom primeru usvojena je konstantna vitkost stuba, a varirana je vrednost aksijalne sile pritiska od 150 kN do 450 kN. Rezultati primera 2 ilustrovani su na slici 4.



Slika 3 – Statička šema za numeričke primere 2 i 3



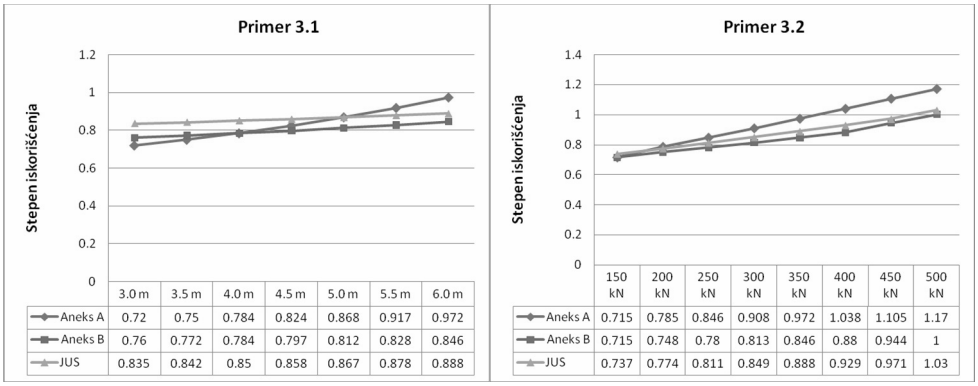
	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m
Aneks A	0.604	0.647	0.697	0.756	0.827	0.912	1.01
Aneks B	0.686	0.724	0.768	0.819	0.875	0.934	1
JUS	0.714	0.725	0.738	0.753	0.77	0.808	0.857

	150 kN	200 kN	250 kN	300 kN	350 kN	400 kN	450 kN
Aneks A	0.714	0.779	0.85	0.928	1.01	1.11	1.219
Aneks B	0.775	0.83	0.885	0.94	0.996	1.051	1.106
JUS	0.648	0.694	0.743	0.797	0.857	0.924	1

Slika 4 – Ilustracija rezultata, Primer 2

4. PRIMER 3 - Stub okvirnog nosača (HEA)

Dispozicija numeričkog primera 3 u potpunosti je ista kao i kod primera 2, osim što je u ovom slučaju za poprečni presek stuba usvojen vruće vljani profil HEA320 (S235). Usvajanjem širokopojanog profila, čiji je poprečni presek manje osetljiv na torzione deformacije, želelo se pokazati koliki je uticaj bočnog torzionog izvijanja na ukupnu stabilnost elementa. Rezultati proračuna prikazani su na dijagramima na slici 5.



	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m
Aneks A	0.72	0.75	0.784	0.824	0.868	0.917	0.972
Aneks B	0.76	0.772	0.784	0.797	0.812	0.828	0.846
JUS	0.835	0.842	0.85	0.858	0.867	0.878	0.888

	150 kN	200 kN	250 kN	300 kN	350 kN	400 kN	450 kN	500 kN
Aneks A	0.715	0.785	0.846	0.908	0.972	1.038	1.105	1.17
Aneks B	0.715	0.748	0.78	0.813	0.846	0.88	0.944	1
JUS	0.737	0.774	0.811	0.849	0.888	0.929	0.971	1.03

Slika 5 – Ilustracija rezultata, Primer 3

5. ZAKLJUČAK

Na osnovu prikazanih rezultata može se konstatovati da su razlike rezultata dobijenih aneksom A i B relativno male (do 15 %). Takođe se na osnovu ovih primera ne može konstatovati da je neki od ovih aneksa konzervativniji u odnosu na drugi, jer se razlike javljaju od slučaja do slučaja. Čak i u okviru istog primera u zavisnosti od vitkosti ili intenziteta opterećenja postoje racionalnost je nekad na strani jednog a nekad na strani drugog postupka proračuna. Međutim, treba istaći i činjenicu da je obim proračuna i broj međurezultata koje treba dobiti pre konačnog rešenja znatno veći u slučaju aneksa A. Po proceni autora potrebno je minimalno 5-6 puta više međurezultata odnosno minimum 10 puta više računskih operacija u slučaju aneksa A da bi se došlo do konačnog rešenja, što obzirom na sličnu tačnost može dati blagu prednost primeni aneksa B.

Ma koliko nezahvalno bilo poređenje rezultata proračuna prema graničnim stanjima i dopuštenim naponima, autori su pokušali da rezultate proračuna prema Evrokodu 3 uporede i sa domaćom regulativom. Ohrabruje činjenica da se i rezultati proračuna prema JUS-u nalaze u okviru prihvatljivih tolerancija. U pet od šest slučajeva krive koje ilustruju rezultate aneksa B i domađeg standard su približno paralelne. Naravno, prilikom interpretacije ovih rezultata i donošenja bilo kakvih zaključaka treba imati u vidu da značajnu ulogu imaju i vrednosti parcijalnih koeficijenata sigurnosti za materijal (u primerima su usvojene preporučene vrednosti parcijalnih koeficijenata sigurnosti za zgradarstvo 1,0) kao i odnos stalnog i korisnog opterećenja, odnosno slučaj opterećenja prema JUS-u.

Dobijeni rezultati daju nadu da će i u drugim slučajevima koji nisu analizirani u ovom radu, a koji se takođe jako često javljaju u praksi (zavareni elementi otvorenog i zatvorenog (sandučastog) poprečnog preseka šuplji hladno oblikovani profili), slaganje rezultata biti relativno dobro. Na kraju treba napomenuti da je u ilustrovanim primerima učešće aksijalne sile pritiska u ukupnim uticajima kreće u granicama od 20 do 30%, pa da bi se stekla kompletna slika o ovom problemu treba takođe analizirati i slučajeve kada su uticaji aksijalne sile pritiska dominantni u odnosu na uticaje usled momenta savijanja (na primer 60-80%).

LITERATURA

[1] *Evrokod 3,* DESIGN OF STEEL STRUCTURES / *Part 1-1: General rules end rules for buildings* / CEN (European Committee for Standardisation), 2005.

[2] *Evrokod 3,* DESIGN OF STEEL STRUCTURES / *Part 1-3: General rules – Supplementary rules for cold-formed members and sheeting* / CEN (European Committee for Standardisation), 2006.

[3] *Designer's guide to EN 1993-1-1 Eurocode 3: Design Of Steel Structures, General Rules And Rules For Buildings* / L.Gardner , D.A.Nethercot / Thomas Telford, London.

[4] *Evrokod 3: Proračun čeličnih konstrukcija deo 1-1: Opšta pravila i pravila za proračun zgrada* / Z.Marković / Seminar: Evrokodovi za konstrukcije, Saopštenja pozvanih učesnika, Beograd 2006.

[5] *Čelične konstrukcije u građevinarstvu* / B.Zarić, D.Buđevac, B.Stipanić / Građevinska knjiga, Beograd 2004.

[6] *Metalne konstrukcije* / D.Buđevac, Z.Marković, D.Čukić, D.Tošić / Građevinska knjiga, Beograd 2007.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Biljana Šćepanović[1], Duško Lučić[2], Srđa Aleksić[3]

EKSPERIMENTALNO ISTRAŽIVANJE "EKSCENTRO 2007"

Rezime:

Na Univerzitetu Crne Gore, tokom 2007. godine, izvedeno je eksperimentalno istraživanje "Ekscentro 2007". Radi se o trećem u nizu "patch loading" istraživanja na Građevinskom fakultetu u Podgorici. Cilj je definisanje uticaja ekscentriciteta opterećenja i pojedinih dimenzija nosača, odnosno njihovih kombinacija, na ponašanje, oblik i silu loma ekscentrično lokalno opterećenih čeličnih I-nosača.

Ključne riječi: I-nosač, lokalno opterećenje, ekscentricitet, oblik loma, eksperiment

EXPERIMENTAL RESEARCH "EKSCENTRO 2007"

Summary:

Experimental research "Ekscentro 2007" has been organised at the University of Montenegro in 2007. It is the third experimental research from "patch loading" domain at the Faculty of Civil Engineering in Podgorica. The aim of research is to define influence of load eccentricity and girder dimensions, as well as their combinations, on behaviour, collapse mode and collapse load of eccentriccaly patch loaded steel I-girders.

Key words: I-girder, patch load, eccentricity, collapse mode, ultimate load, experiment

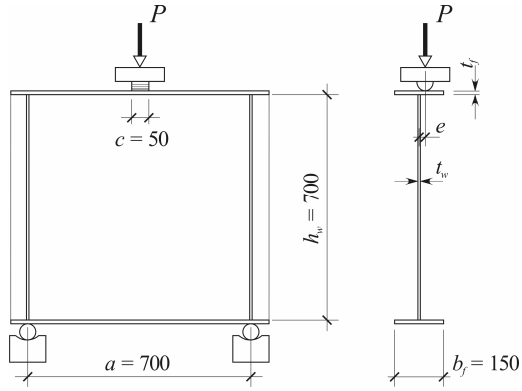
[1] Mr, dipl.inž.građ, asistent, Građevinski fakultet, Univerzitet Crne Gore, Podgorica, Crna Gora
[2] Dr, dipl.inž.građ, vanredni profesor, Građevinski fakultet, Univerzitet Crne Gore, Podgorica, Crna Gora

1 UVOD

U inžinjerskoj praksi česta je situacija da usko-podijeljeno opterećenje djeluje na gornjoj nožici čeličnog I-nosača (*Slika 1*), tako da je rebro ispod opterećenja lokalno pritisnuto. Primjeri u praksi su brojni, poput kranskih nosača opterećenih točkovima krana ili mostovskih nosača pri montaži mosta prevlačenjem. Za opterećenje koje djeluje lokalno, na malom dijelu površine/dužine konstruktivnog elementa, i u našem jeziku se često upotrebljava engleski termin "patch loading".

U praksi je gotovo neizbježan izvjesni ekscentricitet opterećenja u odnosu na ravan rebra (*Slika 1*). Eksperimenti pokazuju da se oblik loma većine (ali ne svih!) ekscentrično opterećenih nosača sasvim razlikuje od oblika loma centrično opterećenih nosača i da sa porastom ekscentriciteta opterećenja, *e*, dolazi do pada sile loma. Međutim, i u slučaju ekscentričnog opterećenja kod nekih nosača je registrovan centričan oblik loma, bez bitne promjene sile loma sa povećanjem ekscentriciteta.

Brojni parametari utiču na ponašanje, oblik loma i granično opterećenje ekscentrično lokalno opterećenih I-nosača: ekscentricitet opterećenja, geometrijske karakteristike nosača, kao i način nanošenja opterećenja (linijsko ili površinsko). Još uvijek nije precizno definisan uticaj pojedinih parametara, kao ni njihovih kombinacija, niti je utvrđeno za koju kombinaciju uticajnih parametara se javlja centrični oblik loma kod ekscentrično opterećenog nosača.



Slika 1 - Ekscentrično lokalno opterećen I-nosač iz eksperimenta "Ekscentro 2007"

Postojeća baza eksperimentalnih rezultata, sa oko 65 testiranih nosača, dragocjena je, ali i nedovoljna da u potpunosti razjasni ponašanje ekscentrično lokalno opterećenih I-nosača. U samo šest eksperimentalnih istraživanja analiziran je ovaj problem. Eksperimentalni rad započet je u SAD, krajem 1980-tih godina, istraživanjima Elgaaly-Nunan, 1988, [1], Elgaaly-Sturgis, 1989, [2] i Elgaaly-Salkar, 1989, [2]. U isto vrijeme su ekscentrično lokalno opterećeni I-nosači ispitivani i u Češkoj Republici, Drdacky, 1989, [3]. Deset godina kasnije nova serija eksperimenata počinje u Crnoj Gori istraživanjem Lučića, 1998, [4], a nastavlja se eksperimentom "Ekscentro 2001", Lučić-Šćepanović, 2001, [5]. Eksperimenti su propraćeni modeliranjem problema metodom konačnih elemenata, kako u linearnom (u SAD [1-2] i Crnoj Gori [5]), tako i u nelinearnom domenu (u SAD [1-2]). Problem je modeliran i pomoću vještačkih neuronskih mreža. U literaturi su dostupna dva empirijska izraza za proračun sile loma. Još uvijek nije definisan matematički model zasnovan na mehanizmu loma.

2 KONCEPT ISTRAŽIVANJA

Mnogo je parametara za koje se, na osnovu prethodnih istraživanja, zna ili pretpostavlja da utiču na ponašanje, oblik loma i granično opterećenje ekscentrično lokalno opterećenih čeličnih I-nosača. Naravno, osnovni parametar je ekscentricitet opterećenja, e, ili odnos e/b_f (*Slika 1*). Pored ovog parametra, treba proučiti uticaj geometrijskih parametara, tj. pojedinih dimenzija nosača, prvenstveno debljine rebra, t_w, zatim debljine nožice, t_f, kao i odnosa t_f/t_w, b/t_f, h_w/t_w, a/t_w itd. Takođe treba voditi računa o dužini, c, odnosno c/a, kao i o načinu nanošenja opterećenja (linijsko/površinsko).

Izučiti ovako veliki broj parametara odjednom, podrazumijeva veoma obimno i skupo istraživanje. Sa druge strane, nemoguće je analizirati uticaj samo jednog geometrijskog parametra zasebno, tj. ne može se varirati samo jedan geometrijski parametar dok svi ostali zadržavaju konstantnu vrijednost. Naime, promjenom samo jedne dimenzije nosača (npr. t_w) mijenja se cijeli niz odgovarajućih bezdimenzionih parametara (t_f/t_w, h_w/t_w, a/t_w itd.) čiji se uticaj mora uzeti u obzir. Stoga je potrebno sa posebnom pažnjom koncipirati eksperimentalno istraživanje, tj. odabrati ulazne parametre, odnosno odlučiti koji ulazni parametri ostaju konstantni a koji se mijenjaju i kako.

Osnovni stavovi pri koncipiranju eksperimenta "Ekscentro 2007", trećeg u nizu "patch loading" istraživanja na Građevinskom fakultetu u Podgorici su:

- Novi eksperimentalni rezultati treba da nadograde postojeću bazu eksperimentalnih podataka, da "upotpune praznine" odnosno nedostajuće vrijednosti pojedinih parametara, tj. da se nadovežu na prethodna istraživanja i sačine jednu cjelinu sa što više ranijih rezultata.
- Treba nastojati da promjena pojedinih parametara bude pravilna, u što je moguće pravilnijim inkrenetima, radi lakšeg kasnijeg matematičkog definisanja njihovog uticaja.
- Način opterećivanja i dimenzije nosača treba da što više odgovaraju postojećim uslovima u laboratoriji Građevinskog fakulteta u Podgorici, tj. postojećoj mjernoj tehnici i pomoćnoj laboratorijskoj opremi, kao i samom načinu izvođenja ekseperimentalnog rada koji je već ustanovljen tokom istraživanja 1998. i 2001. godine.

Imajući u vidu navedene stavove, kao i rezultate i zaključke prethodnih istraživanja, odlučeno je da se u istraživanju "Ekscentro 2007" proučava kako i koliko na oblik loma i granično opterećenje utiču ekscentricitet opterećenja, e, debljina rebra, t_w, i debljina nožice, t_f, kao tri geometrijska parametra-dimenzije sa najvećim uticajem. Uz ove dimenzione parametre, istovremeno je razmatran uticaj bezdimenzionih parametara od kojih su kao najuticajniji izdvojeni t_f/t_w i $h_w/t_w = a/t_w$. Veličina ekscentriciteta i debljine limova nosača mijenjane su u širokom dijapazonu, sa očekivanjem da se pojave različiti oblici loma koje treba analizirati. Ostale dimenzije nosača (raspon nosača, a, visina rebra, h_w i širina nožice, b_f) iste su kao u našim prethodnim eksperimentima ($a = 700$ *mm*, $h_w = 700$ *mm*, $b_f = 150$ *mm*). Opterećenje je nanošeno linijski, na dužini $c = 50$ *mm* (kao 2001.god) i $c = 150$ *mm* (kao 1998.god).

"Ekscentro 2007" je organizovan u 17 serija (*EB V*, *EB VI*, *EB VII* … *EB XXI*), svaka sa po 6 nosača. Ukupno je testirano $17 \times 6 = 102$ nosača, *Tabela 1*.

U serijama *EB V – EB XX* svih šest nosača jedne serije imaju istu geometriju, a mijenja se samo ekscentricitet opterećenja: $e = 0$, 5, 10, 15, 20 and 25 *mm* (kao u "Ekscentru 2001"). Serija *EB XXI* ima 3 geometrijski različita tipa nosača (sa dimenzijama kao kod nosača testiranih 1998.god), po 2 ista nosača od svakog tipa, sa ekscentricitetima $e = 5$ and 10 *mm*, koji nisu bili zastupljeni u testovima iz 1998.god.

U testovima iz 1998. godine i u seriji *EB XXI* iz "Ekscentra 2007", opterećenje je nanošeno na dužini $c = 150$ *mm*. U serijama *EB V*, *EB VI* i *EB VII*, nosači iste geometrije su testirani sa

c = 50 *mm*. Ovo omogućava analizu još jednog parametra – dužine opterećenja, c – iako on nije među primarnim uticajnim i analiziranim parametrima.

U serijama *EB VIII*, *EB IX* … *EB XX*, geometrija nosača usvojena je na sledeći način:

- Debljine rebra t_w = 3, 4, 5, i 6 *mm* odabrane su kako bi:
  - se ove serije po tom parametru mogle povezati/grupisati sa već usvojenim serijama *EB V*, *EB VI* i *EB VII*, tj. da se dobije nekoliko serija sa istom debljinom rebra a promjenljivim nekim drugim parametrom;
  - nosači usvojenog raspona i visine rebra ($a = h_w$ = 700 *mm*) imali realne vrijednosti odnosa h_w/t_w i a/t_w ;
  - sile loma bile u granicama postojeće mjerne tehnike u našoj laboratoriji.
- Debljine nožice t_f birane su prema svakoj debljini rebra pojedinačno, a tako da za jednu debljinu rebra, debljina nožice varira 4 puta i da se dobiju 4 vrijednosti (na osnovu ranijih istraživanja, najuticajnijeg!) parametra t_f/t_w u aritmetičkom nizu, tj. sa konstantnim inkrementom.

3 MJERENJA

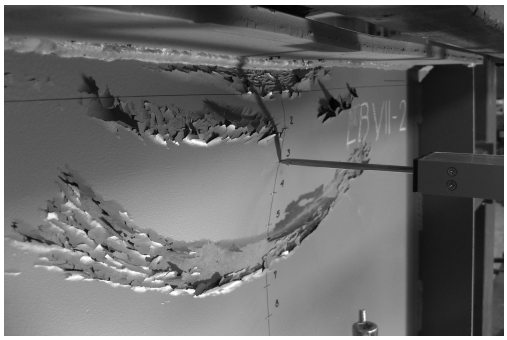
U svim serijama mjere se ugibi opterećene nožice i pomjeranja van ravni rebra. Sva mjerenja se izvode samo na jednoj polovini nosača u odnosu na vertikalnu osu simetrije koja polovi raspon nosača. Iskustva sa prethodnih istraživanja opravdavaju ovakav plan mjerenja. Ugibi na nožici mjere se u 7+1=8 tačaka, pri čemu je 7 tačaka sa one strane rebra gdje je i ekscentricitet opterećenja, a osma tačka je na suprotnoj strani rebra, u centralnom poprečnom presjeku nosača. Deformacija rebra se registruje mjerenjem pomjeranja van ravni rebra. Mjere se pomjeranja 13 tačaka duž vertikalne ose simetrije koja polovi raspon nosača.

Kontrola nanijetog opterećenja i sila loma registruju se pomoću mjerača sile sa kapacitetom 1000 *kN* i tačnošću 0.3 *kN*.

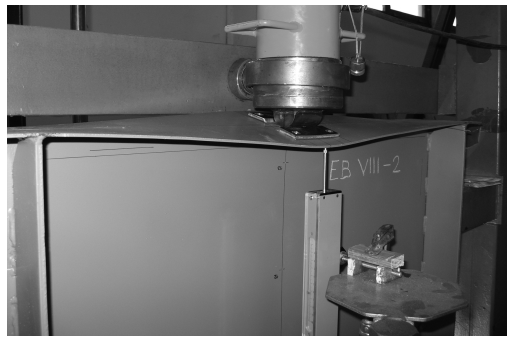
Za mjerenja ugiba nožice i rebra, koriste se digitalni ugibomjeri sa hodom od 100 *mm* i tačnošću 1/50 *mm*, koji su, kao i mjerač sile, vezani sa statičkim mjernim mostom, tako da se dobija elektronski zapis podataka. Za fiksiranje i pomjeranje ugibomjera koriste se posebni uređaji (horizontalni klizač, ram-klizač i držač-klizač), koji su namjenski konstruisani za potrebe "patch loading" istraživanja na Građevinskom fakultetu u Podgorici.

Opterećenje se nanosi u inkrementima od 20%, 40%, 60%, 70%, 80%, 90% i ≈100% procijenjene vrijednosti sile loma. Procjena opterećenja se vrši pomoću matematičkog modela za silu loma, zasnovanog na mehanizmu loma kod centrično opterećenih cosaca, i pomoću empirijskog izraza za koeficijent redukcije sile loma kod ekscentrično opterećenih nosača. Nakon svakog inkrementa, nanošenje sile se zaustavlja i uzimaju se mjerenja. U inkrementima pred lom, sila se drži konstantnom 3 - 5 minuta (prije čitanja mjerenja), radi, eventualnog, stabilizovanja deformacija. Prije svakog početka testiranja uzmaju se nulta mjerenja i nakon dostizanja sile loma rezidulne deformacije.

Zbog veoma lokalizovanog loma oko bloka za nanošenje opterećenja, svaki nosač se može testirati dva puta. Jedanput se opterećenje nanosi po jednoj nožici, a drugi put, nakon obrtanja nosača, po drugoj. Na taj način, 102 testa izvedena su na 51 nosaču.



Slika 2. Centrični oblik loma
(t_w = 5 mm, t_f = 12 mm, e = 5 mm)



Slika 3. Ekscentrični oblik loma
(t_w = 3 mm, t_f = 3 mm, e = 5 mm)

Tabela 1. Pregled testiranih nosača, sa oblicima i silama loma

Br.	Serija	t_w [mm]	t_f [mm]	c [mm]	$P_{u,ex}$ [kN], OBLIK LOMA: C – centrični, E – ekscentrični, M – mješoviti					
					e = 0 mm	e = 5 mm	e = 10 mm	e = 15 mm	e = 20 mm	e = 25 mm
1	**EB V**	5	10	50	229	212 C/M	197 E	175 E	153 E	129 E
2	**EB VI**	10	10	50	720	575 E/M	365 E	313 E	275 E	220 E
3	**EB VII**	5	12	50	230	225 C	212 C/M	180 M	170 E	149 E
4	**EB VIII**	3	3	50	79	44 E	37 E	29 E	23 E	20 E
5	**EB IX**	3	6	50	95	80 C/M	69 E	57 E	47 E	39 E
6	**EB X**	3	9	50	102	105 C	107 C	90 C/M	85 E	70 E
7	**EB XI**	3	12	50	116	113 C	115 C	110 C	105 C/M	115 M
8	**EB XII**	4	4	50	120	70 E	50 E	45 E	40 E	35 E
9	**EB XIII**	4	6	50	125	110 E/M	86 E	68 E	50 E	45 E
10	**EB XIV**	4	8	50	140	129 C	130 C	100 E	86 E	75 E
11	**EB XV**	4	10	50	155	148 C	140 C	138 C/M	128 M	115 E
12	**EB XVI**	5	6	50	187	130 E	105 E	74 E	59 E	55 E
13	**EB XVII**	5	8	50	209	200 C/M	145 E	130 E	98 E	83 E
14	**EB XVIII**	6	6	50	208	170 E	130 E	104 E	88 E	69 E
15	**EB XIX**	6	9	50	330	285 E	217 E	155 E	125 E	107 E
16	**EB XX**	6	12	50	300	265 M	311 E	235 E	202 E	165 E
	EB XXI	5	10	150		250 C	240 C			
17	**EB XXI**	10	10	150		790 E	640 E			
	EB XXI	5	12	150		255 C	255 C			

4 REZULTATI

U skladu sa planom i očekivanjima, registrovani su različiti oblici loma kod ekscentrično lokalno opterećenih nosača: oblik loma tipičan za ekscentrično opterećenje, ali i oblik loma tipičan za centrično opterećenje, kao i mješoviti oblik loma, koji predstavlja kombinaciju prethodna dva oblika. U *Tabeli 1* dat je pregled testiranih nosača sa geometrijskim karakteristikama, oblicima i eksperimentalnim silama loma.

Osim ekscentriciteta opterećenja, e, na ponašanje, oblik i silu loma, znatno utiču debljine rebra i nožice, t_w i t_f, odnosno parametar t_f/t_w, kao i vitkost rebra, tj. parametar $a/t_w = h_w/t_w$. Zapravo, parametre t_f/t_w i $a/t_w = h_w/t_w$ ne treba analizirati posebno, već u kombinaciji jedan sa drugim.

Mogućnost pojave centričnog oblika loma kod ekscentrično opterećenog nosača povećava se sa porastom parametra t_f/t_w.

U slučaju centričnog oblika loma, sila loma gotovo da se ne mijenja sa porastom ekscentriciteta. Pri ekscentričnom obliku loma, očigledan je pad sile loma sa porastom ekscentriciteta. Ovaj pad je brži pri većim vrijednostima parametara t_f/t_w i $a/t_w = h_w/t_w$.

Iako dužina opterećenja, c, utiče na silu loma (što je veća dužina na kojoj je nanijeto opterećenje, veća je i sila loma), ovaj parametar ne utiče bitno na smanjenje sile loma sa porastom ekscentriciteta.

Detaljna obrada podataka eksperimenta "Ekscentro 2007", u kombinaciji sa rezultatima svih prethodnih eksperimentalnih istraživanja, je u toku. Očekuju se značajni i interesantni zaključci o ponašanju ekscentrično lokalno opterećenih čeličnih I-nosača, prevashodno vezano za pojavu centričnog, ekscentričnog ili mješovitog oblika loma. Namjera je da se zaključak izvede ne samo u opisnoj, već i u kvantitativnoj formi. Ovo se odnosi prvenstveno na pouzdan izraz za proračun sile loma ekscentrično lokalno opterećenih čeličnih I-nosača.

LITERATURA

[1] *Behavior of Rolled Section Web under Eccentric Edge Compressive Loads* / M. Elgaaly, W. Nunan // Journal of Structural Engineering, Vol.115, No.7, 1989, p.1561-1578

[2] *Behavior of Webs under Eccentric Compressive Edge Loads* / M. Elgaaly, R. K. Salkar // Journal of Structural Engineering, 1990, 7 p.

[3] *On Two Particular Problems of Plate Girders Webs under Partial Edge Loads* / M. Drdacky // Prepared for Tihomy Colloquium, 1990, 8 p.

[4] *Prilog analizi stabilnosti tankozidnih nosača* / D. Lučić // Doktorska disertacija, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, 1999, Beograd, 150 str.

[5] *Ekscentrično lokalno opterećeni I-nosači – eksperimentalno-teorijska analiza* / B. Šćepanović // Magistarski rad, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, 2002, Beograd, 119 str.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Boško Stevanović[1], Ivan Glišović[2]

PRIRODA VIBRACIJA DRVENIH TAVANICA IZAZVANIH LJUDSKIM KRETANJEM

Rezime:

Vibracije drvenih tavanica izazvane ljudskim kretanjem ne prouzrokuju kolaps tavanice, ali ako nisu pravilno kontrolisane mogu prouzrokovati ljudsku uznemirenost ili kvar osetljive opreme. Pravilna kontrola zasniva se pre svega na dobrom razumevanju prirode vibracija. U radu su objašnjeni osnovna fizika sile ljudskog koraka, mehanizam vibriranja i računski pristup kontroli vibracija drvenih tavanica.

Ključne reči: drvena tavanica, vibracija, ljudski korak, krutost , masa, prigušenje.

NATURE OF VIBRATIONS INDUCED BY FOOTSTEPS IN TIMBER FLOORS

Summary:

Vibrations of timber floors induced by footsteps do not collapse the floors, but can annoy occupants or disturb operation sensitive equipment, if the vibrations are not properly controlled. Proper controlling relies on good understanding of nature of floor vibrations induced by footsteps. This paper explains the fundamental physics of the footstep force, the mechanism of footstep-induced vibrations and the design approaches to control vibrations in timber floors.

Key words: timber floor, vibration, footstep, stiffness, mass, damping.

[1] Vanredni prof., dr, dipl. građ. inž., Građevinski fakultet, Beograd.
[2] Asist., mr, dipl. građ. inž., Građevinski fakultet, Beograd.

1 UVOD

Vibracija je oblik dinamičkog kretanja pri kome konstrukcija osciluje oko ravnotežnog položaja. Takva kretanja nastaju iz interakcije između vremenski promenjivih konstrukcijskih poremećaja, kao što su sile ili nametnuta pomeranja, i unutrašnjih karakteristika konstrukcije. Vibracije su sastavni deo okruženja i kao takve su neizbežne. Problemi sa vibracijama će se javiti onda kada one postanu neprihvatljive prouzrokujući ljudsku uznemirenost, kvar osetljive opreme ili pak oštećenje ili kolaps konstrukcije.

Generalno gledano, ako se radi o uslovima „normalne upotrebe“, što podrazumeva opterećenja koja su redovno prisutna pri svakodnevnom korišćenju tavanice, vibracije tavanica su problem graničnog stanja upotrebljivosti koji se odnosi pre svega na ljudsku neudobnost. Dok sigurnost nije sporno pitanje stanja upotrebljivosti, ekonomske posledice mogu biti znatne.

Preterane vibracije su zajedničke za različite tipove objekata u zgradarstvu. Stambene i poslovne zgrade, škole, tržni cenri, restorani su samo neki od objekata gde su izraženi problemi ove prirode. Mada vibracije tavanica mogu biti rezultat različitih izvora (npr. upotreba mašina, eksplozija, saobraćaj koji se odvija spolja) najuobičajnije i najproblematičnije su one koje izazivaju sami korisnici, pobuđujući kretanje tavanica svakodnevnim aktivnostima kao što su šetanje, igranje, skakanje. Takve sile su problematične zato što se javljaju učestalo i, praktično, ne mogu se izolovati. Stoga, preterane vibracije tavanica izazvane ljudskim korakom kao opterećenjem su okarakterisane kao verovatno najpostojaniji problem upotrebljivosti tavanica sa kojim se susreću projektanti.

Kod teških tavanica, kao što su tavanice napravljene od betona, vibracije prouzrokovane ljudskim kretanjem su generalno malo primetne. U poređenju sa betonskim, amplitude vibracionog odgovora ustanovljenog kod drvenih tavanica su relativno visoke. Razlog leži u činjenici da je amplituda odgovora inverzno proporcionalna sopstvenoj težini konstrukcije koja vibrira. Kako je ljudsko telo generalno osetljivo na vibracije, ovaj visok nivo odgovora (reakcije) tavanice može prouzrokovati neudobnost i preteranu uznemirenost korisnika. Stoga je prektično veoma važno zahtevati proveru (planiranje) vibracija kod lakih tavanica napravljenih od materijala kakav je drvo.

Prema važećim domaćim propisima klasične drvene tavanice se proračunavaju po metodi dopuštenih napona, gde je naglasak na statičkom opterećenju. Stanje upotrebljivosti izraženo je na bazi izračunatog ugiba, koji mora biti u skladu sa dozvoljenim. Obzirom da su dozvoljene deformacijske granice obično izražene na bazi iskustva sa namerom da se izbegnu neželjene posledice velikih deformacija ili pukotina, one kao takve nisu adekvatne sa aspekta vibracione upotrebljivosti.

2 DINAMIČKO OPTEREĆENJE

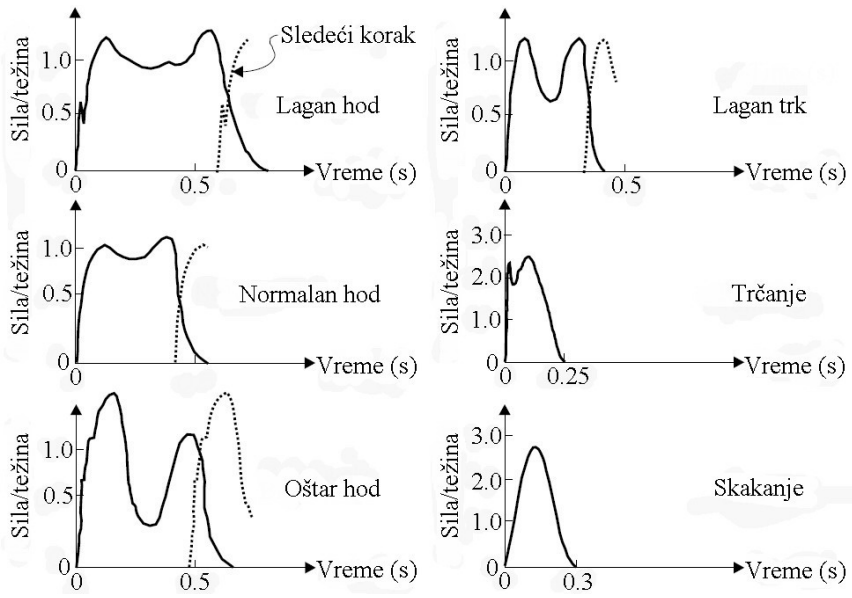
Ubrzanje i promene brzine mase ljudskog tela u toku različitih ljudskih aktivnosti prouzrokuju dinamičke sile. Veličina sile zavisi od mnogo faktora uključujući aktivnost koja je preduzeta (hodanje, trčanje skakanje), karakteristike (pol, godine) i broj osoba i njihova sinhronizovanost, karakteristike podne površine i sl.

Mnogobrojne varijacije u ritmičnosti pokreta tela vode ka velikoj varijaciji dinamičkog opterećenja. Opterećenja se razlikuju prema sopstvenoj nominalnoj frekvenciji (tabela 1), frekventnom sadržaju i „vremenskoj funkciji" (slika 1).

Tabela 1 - Učestalost događaja za različite aktivnosti [1]

Aktivnost	Frekvencija (koraka u sekundi)
Hodanje	1.7-2.3
Trčanje	2.0-3.5
Skakanje	1.8-3.0
Vežbanje	2.0-3.0
Igranje	1.9-3.3

Aktivnosti koje proizvode sinhronizovano ritmičko kretanje, kao što su igranje ili vežbanje više ljudi, su posebno problematične. Nastupanje nekoliko ljudi sinhronizovano 20 s ili duže može voditi ka aproksimativno periodičnom opterećenju koje proizvodi gotovo ustaljene vibracije. Kod takvog opterećenja nakritičnija frekvencija nije nužno nominalna (osnovna) frekvencija opterećenja. Zato je potrebno opterećenje prikazati za sve važne harmonike funkcije opterećenja, pre nego ga predstaviti samo jednom harmonijskom funkcijom osnovne frekvencije (npr. nominalnom frekvencijom koraka).



Slika 1 - Modeli dinamičkih sila za različite oblike ljudskog kretanja (Wheeler, 1982)[2]

Neprijatne vibracije drvenih tavanica uglavnom su povezane sa silama usled kretanja. Tipična veza sila-vreme za izdvojeni korak prikazana je na slici 1. Kao što se može videti, postoje dva maksimuma sile, prvi odgovara kontaktu spuštanja pete, a drugi kontaktu odizanja

stopala. Za uobičajan hod maksimalna sila je oko 1.2-1.5 puta veća od statičke sile (sopstvene težine čoveka) i njeno trajanje je između 0.5 s i 0.8 s. Brzina hodanja varira između 0.75 m/s (spori korak) i 1.75 m/s (brzi korak). Kada individulni hod pređe iz šetanja u trčanje, maksimumi sile će se praktično spojiti, što će proizvesti znatno veću silu, ali znatno kraćeg trajanja (slika 1). Bez obzira na tip kretanja (hodanje ili trčanje) težina osobe koja vrši kretanje igra značajnu ulogu u određivanju veličine sile, ali ima mali uticaj na stvarni oblik funkcije sile. Istraživanja su pokazala i da vrsta obuće i tip podne podloge imaju mali uticaj na silu proizvedenu ljudskim kretanjem.

Frekventni sadržaj dinamičkog opterećenja usled hodanja proučavao je Ohlsson [3]. Sila ljudskog koraka sastoji se iz komponenti dva različita tipa:

- nisko-frekventnih komponenti (0-6 Hz) koje potiču iz nominalne frekvencije koraka i njenih harmonika;
- visoko-frekventnih komponenti (6-50 Hz) koje potiču od udara pri kontaktu peta i površine tavanice.

3 MEHANIZAM VIBRIRANJA LAKIH I TEŠKIH TAVANICA

Generalno tavanice se mogu podeliti na teške i lake. Teške tavanice se mogu definisati kao one kod kojih prisustvo čoveka ne utiče (značajno) na modalne mase, svojstvene frekvencije i modalna prigušenja, odnosno, tavanice koje imaju modalnu masu veću od 1000 kg u svim tonovima koji su od interesa.

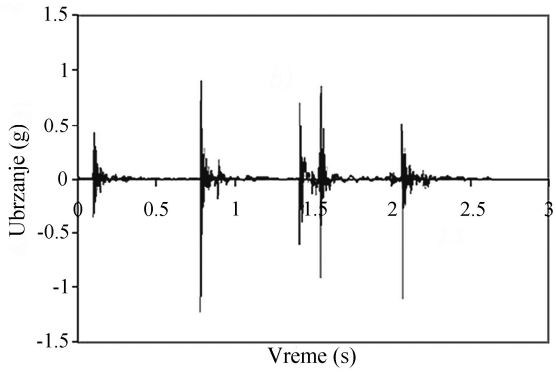
Na osnovu ranije objašnjene prirode sile ljudskog koraka može se zaključiti da dve komponente ove pobude mogu inicirati vibracije tavanica, tj. prolazne vibracije i rezonanciju, zavisno od dinamičkih karakteristika tavanice.

Ako je osnovna frekvencija tavanice iznad 8-10 Hz, daleko iznad frekvencije koraka i njenih značajnih harmonika, onda će vibracije izazvane silom koraka biti najverovatnije izražene trenutnim odgovorom tavanice prouzrokovanim udarom peta o površinu tavanice pri svakom koraku. Maksimalna vrednost amplitude ovih prolaznih vibracija pre svega zavisi od krutosti i mase sistema. Na drugoj strani, ako je osnovna frekvencija tavanice ispod 8-10 Hz, oblast frekvencije koraka i njenih harmonika, onda će tavanica najverovatnije biti rezonantna sa jednim od harmonika. Intezitet rezonancije značajno zavisi od prigušenja sistema. Osim toga, ako je osnovna frekvencija tavanice oko 2 Hz, što je blisko frekvenciji koraka, intezitet rezonacije će biti visok, zato što je najveći deo energije pobude koncentrisan na ovoj frekvenciji.

Kao što je poznato, osnovna frekvencija tavanice zavisi od odnosa krutosti i mase sistema. Osnovna frekvencija tavanice napravljene od teških materijala, kao što je betonska ploča, je najverovatnije ispod 10 Hz. Osnovna frekvencija tavanice napravljene od materijala koji imaju visok odnos nosivosti prema masi, kao što je drvo, je naverovatnije iznad 10 Hz. Stoga, sila koraka prouzrokuje prolazne vibracije kod drvenih tavanica i rezonantne vibracije betonskih ili spregnutih beton-čelik tavanica. Ovo je potvrđeno raznim ispitivanjima tavanica u laboratorijskim uslovima i na licu mesta.

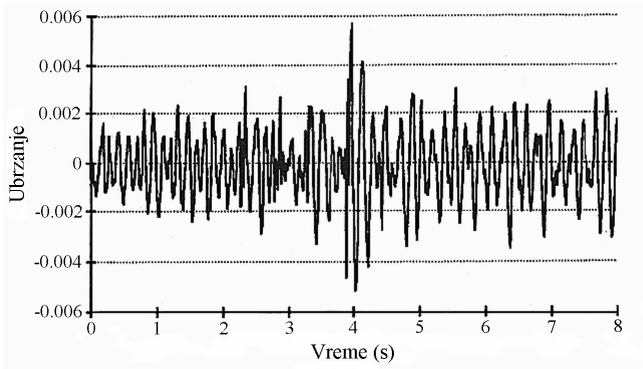
Obimna istraživnja postojećih drvenih tavanica širom Kanade vodio je Forintek Canada Corporation 1970-tih i kasnije između 1996. i 1998. [4]. Ustanovljeno je da su sve ispitane tavanice imaju osnovnu frekvenciju iznad 10 Hz, uključujući i tavanice koje su imale tanak (38mm) sloj betona preko daščane oplate. Slika 2 prikazuje tipičan odgovor drvene tavanice čija je osnovna frekvencija 11.9 Hz na pobudu ljudskog kretanja. Slika pokazuje da je odgovor

tavanice lanac prolaznih vibracija. Može se primetiti da svaki prolazni vibracioni signal sadrži visoku početnu vrednost, a da zatim brzo oslabi.



Slika 2 - Vibracioni odgovor drvene tavanice izazvan ljudskim kretanjem [4]

Allen i Murray i njihov istraživački tim vodio je intezivna istraživanja vibracija prouzrokovnih pobudom ljudskog kretanja na spregnutim tavanicama beton-čelik [4]. Oni su zaključili da je stacionarna pobuda prouzrokovana aktivnostima kretanja najkritičnija za sisteme čija je osnovna frekvencija ispod 9 Hz, gde će se rezonancija javiti sa harmonicima frekvencije koraka. Slika 3 prikazuje tipičan odgovor na pobudu ljudskog kretanja spregnute tavanice beton-čelik čija je osnovna frekvencija 5.1 Hz. Ova frekvencija je bliska drugom harmoniku sile kretanja. Kao što se može primetiti, u poređenju sa odgovorom prikazanim na slici 2, vibracioni odgovor teških tavanica nema visok početni intezitet u odnosu na ostali deo zapisa, već vibracije traju duže vreme u dominantnoj rezonantnoj frekvenciji.



Slika 3 - Vibracioni odgovor spegnute beton-čelik tavanice izazvan ljudskim kretanjem [5]

4 RAČUNSKI PRISTUP KONTROLI VIBRACIJA

Može se sumirati da materijal, dizajn i konstrukcijski detalji utiču na vibracioni odgovor tavanice. Vibracije drvenih tavanica, koje imaju visoke osnovne frekvencije, razlikuju se od

vibracija masivnih (teških) tavanica čija je osnovna frekvencija niska. Početni intezitet prolaznih vibracija drvenih tavanica značajano zavisi od mase i krutosti tavanice, ne i od prigušenja. Prigušenje tavanice utiče na brzinu slabljenja prolaznih vibracija. Na drugoj strani, intezitet rezonancije teških tavanica, pre svega, zavisi od prigušenja tavanice. Stoga, različiti pristupi se zahtevaju u kontroli ova dva tipa vibracija tavanica za granično stanje upotrebljivosti.

Kada je tavanica laka, kao što je drvena, odgovor tavanice pored lanca kratkotrajnih vibracija usled kontakta peta i površine tavanice uključuje i varijaciju statičkog ugiba usled pokretnog opterećenja. Kontrola krutosti usled koncentrisanog operećenja je prikladna za komponentu statičkog ugiba (lokalna krutost), a kontrola na bazi impulsnog opterećenja je prikladna za „udarnu“ komponentu odgovora tavanice.

5 ZAVRŠNE NAPOMENE

Intezitet i tip vibracija tavanice uglavnom zavise od bitnih dinamičkih karakteristika tavanice, tj. od krutosti, mase i kapaciteta disipacije energije (prigušenja). Ove karakteristike određene su materijalom, dizajnom i konstrukcijskim detaljima tavanice. Efikasna kontrola neprijatnih vibracija usled ljudskog kretanja kroz računski pristup treba da obuhvati proveru krutosti i mase za drvene tavanice, za razliku od teških tavanica čiji računski pristup treba da uključi i proveru prigušenja

LITERATURA

[1] *Vibration of Timber Floors: Serviceability Aspects* / I. Smith // In: Timber Engineering, Ed. S. Thelandersson. and H. J. Larsen, John Wiley & Sons Ltd, 2003, pp. 241-266.

[2] *Vibration Serviceability of Long-Spain Concrete Building Floors. Part 1: Review of Background Information* / A. Pavic, P. Reynolds // The Shock and Vibration Digest, 34(3), 2002, pp. 191-211.

[3] *Serviceability limit states - Vibration of wooden floors* / S. V. Ohlsson // STEP 1, First Edition, Centrum Hout, The Netherland, 1995, A18/1-A18/8.

[4] *Serviceability design criteria for commercial and multi-family floors* / L. J. Hu // Canadian Forestry Service Report No.4, Forintek Canada Corp., Sainte-Foy, 2000, 42pp.

[5] *Design Criterion for Vibration Due to Walking* / D. E. Allen, T. M. Murray // Engineering Journal, AISC, 90(4), 1993, pp 117-128.

[6] *Design of lightweight wooden floors to avoid human discomfort* / I. Smith, Y. H. Chui // Canadian Journal of Civil Engineering, 15, 1988, pp 254-262.

[7] *Vibration analysis of timber floor systems* / I. Glišović // Master thesis, University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, 2007.

[8] *Vibracije drvenih tavanica* / B. Stevanović, N. Bunčić, I. Glišović // Međunarodna konferencija 2006 - Savremeni problemi u građevinarstvu, Subotica,. jun 2006., na CD-u.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Robert Gotić[1], *Ivan Gotić*[2]

TEMELJENJE GRAĐEVINA NA POBOLJŠANOM TLU

Rezime:

Opisani su postupaci dubinskog vibracijskog zbijanja primijenjeni pri temeljenju građevina na nenosivom tlu. Dane su teorijske osnove, definirane granice primjene te prikazani okviri za interpretaciju geotehničkih parametara nakon izvršenog poboljšanja temeljnog tla. Uvodi se, pojam "plitkog temeljenja na poboljšanom tlu " i provodi analiza poboljšanja temeljnog tla za vezana i nevezana tla.

Ključne reči: temeljenje, nenosivo tlo, poboljšano tlo, vezana tla, nevezana tla

FOUNDATIONS FOR STRUCTURES ON IMPROVED SOIL

Summary:

Deep vibration-based compaction procedures, as used in building foundations in cohesionless soil, are described. Theoretical background data are presented, application limits are defined and framework is set for interpretation of geotechnical parameters after improvement of foundation soil. The notion of "shallow foundations on improved soil" is introduced and the analysis of foundation soil is performed for cohesive and cohesionless soils.

Key words: foundations, weak soil, improved soil, cohesive soil, cohesionless soil

[1] dipl. ing. građ., Keller Grundbau Wien

[2] prof. dr. sc. dipl. ing. građ., Sveučilište u Zagrebu Geotehnički fakultet Varaždin, Hallerova aleja 7

1 UVOD

Neposredni prijenos opterećenja od građevine na temeljno tlo zahtijeva ispunjenje određenih pretpostavki o tlu. Tlo mora zadovoljiti zahtijevanu sigurnost od sloma, a slijeganja građevine moraju biti u dopuštenim granicama za nesmetano funkcioniranje objekta. Ako ti zahtjevi nisu ispunjeni, moraju se svojstva temeljnog tla poboljšati ili opterećenja od građevine odvoditi u dublje, nosive slojeve. Razlikujemo ove načine temeljenja:

- plitko temeljenje
- plitko temeljenje na poboljšanom tlu
- duboko temeljenje

Često je poboljšanje tla uz plitko temeljenje jeftinije rješenje i sve se više primjenjuje u svjetskoj graditeljskoj praksi, a posebno s razvitkom tehnologija koje prate ove metode.

Metodama poboljšanja tla treba postići:

- povećanje nosivosti temeljnog tla
- smanjenje i/ili ubrzanje slijeganja.

2 POSTUPCI DUBINSKOG VIBRACIJSKOG ZBIJANJA (PDVZ)

Osnovna karakteristika ovih postupaka je prilagođavanje specifičnim uvjetima temeljnog tla i optimalno iskorištavanje postojećih fizikalno-mehaničkih svojstava tla. Zahvaljujući tome se razvitku pratećih tehnologija ove metode zauzimaju značajno mjesto u niskogradnje [1]. Mitchell naziva uvođenje PDVZ najznačajnijim razvojem struke u posljednjih 50 godina [2].

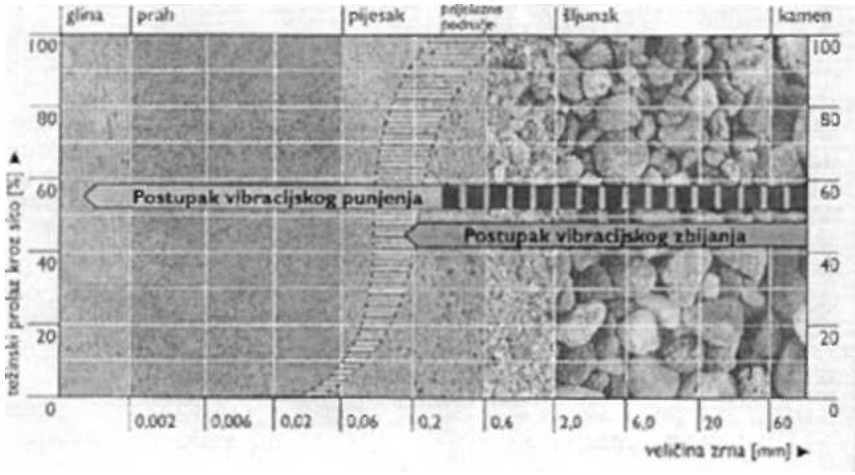
Bitno je napomenuti da su postupci dubinskog vibracijskog zbijanja znatno jeftiniji od konvencionalnih načina temeljenja. Vrijeme izvođenja je kratko, a postupak izuzetno prilagodljiv terenskim uvjetima. Radovi betoniranja temeljne ploče ili trake mogu uslijediti odmah nakon završetka poboljšanja tla. Ovim postupcima iskorišteni su postojeći resursi tla te su i zbog ugradnje isključivo prirodnih materijala ekološki vrlo povoljni. Granice primjene PDVZ prikazane su na slici 1.

Pri izvedbi vibrator se spušta do projektom određene dubine i u ovisnosti o vrsti postupka tlo se zbija odozdo prema gore ili se izvodi šljunčani stup. Na taj način poboljša se nenosivo tlo i time se opterećenje prenosi unutar granica dopuštenih slijeganja, u dublje nosive slojeve. Nasuprot tome kod konvencionalnog pilotiranja nenosivo tlo se premošćuje nosivim elementima, a svojstva tla ostaju nepromijenjena.

Dubinski vibrator je u obliku cilindra, duljine 3 do 5 m ovisno o tipu te približno 2 tone težak. U donjem dijelu cilindričnog oscilatora, odmah iznad šiljka, nalazi se ekscentrična masa s okretnim pogonom od jakog elektromotora. Na taj način dobije se jaki rotacijski udar velike energije. Dubinski oscilator se produžuje s pomoću cijevi do proizvoljne duljine, a vođenje osigurava posebni uređaj. Tvrtka ***Keller*** patentirala je dubinski vibrator 1934. g.

Dosad su je postupci dubinskoga vibracijskog zbijanja primjenjivani s uspjehom na gradilištima diljem svijeta za temeljenje najrazličitijih građevina: nasutih brana, cesta, željeznica, stambenih i industrijskih zgrada, mostova, hidrotehničkih i drugih objekata.

U Hrvatskoj je PDVZ prvi put primijenjen 1997. godine za temeljenje župne crkve ***Presvetog srca Isusovog*** u Karlovcu. Od tada do danas (2000) izvedeno je još nekoliko projekata primjenom PDVZ i to: TE Plomin 2 (1998.) temeljenje zgrade pročišćivača otpadnih voda; Luka Ploče terminal 5, (1998.) Slavonski Brod (1999.), temeljenje zgrade za preradu pitke vode, Nova Gradiška (1999.); temeljenje silosa i pratećih objekata.



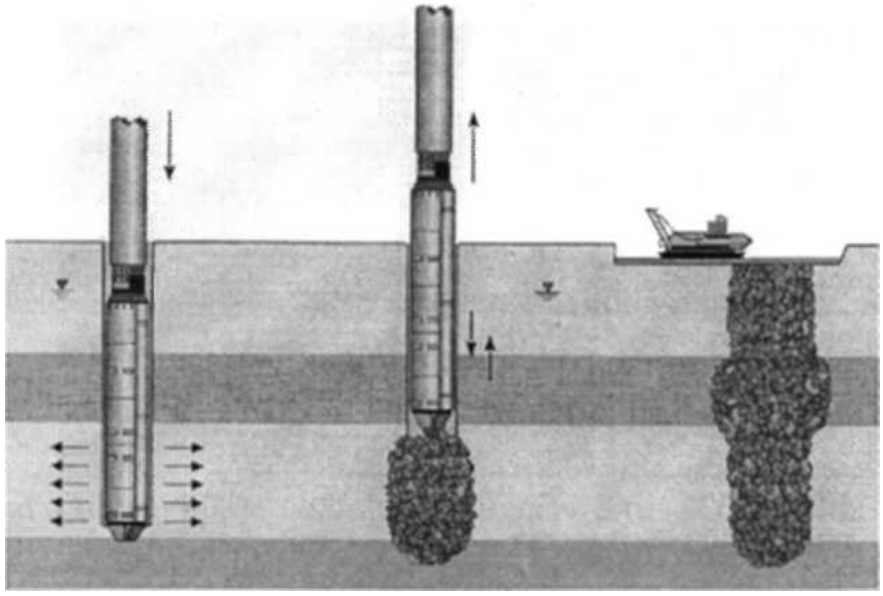
Slika 1 - Granice primjene PDVZ [3]

Principijelno se razlikuju dva tipa PDVZ-a i to:

- PDVZ u nevezanom tlu
- PDVZ s punjenjem odnosno izvođenjem šljunčanih stupova u vezanom i mješovitom tlu

2.1 PDVZ U NEVEZANOM TLU (VIBRO-COMPATION)

Prirodna ili nasipna nevezana tla gustoće manje od maksimalne mogu se oscilacijama i vibracijama zbiti u gušće pakiranje.



Slika 2 - Princip izvođenja PDVZ s punjenjem [3]

Odvođenje opterećenja u tlo ide preko dodirnih mjesta između zrna tla. Stoje broj dodirnih mjesta veći, utoliko je veća i gustoća slaganja zrna, a time i nosivost. Oscilacije vibratora potpomognute tlakom vode savladavaju trenje na dodirnim točkama i zrna padaju u ovisnosti o tlu, tipu vibratora i postupku zbijanja u nove položaje veće gustoće.

Variranjem rastera napadnih točaka može se tlo heterogenih karakteristika pretvoriti u temeljno tlo jednolike nosivosti po cijeloj površini. Povećanjem gustoće (zbijenosti), a time i kuta unutrašnjeg trenja φ' i modula stišljivosti E_s povećava se nosivost i sigurnost od potresa.

Ovim postupkom mogu se postići pritisci na temeljno tlo i do 1000 kN/m^2 kao stoje bio slučaj pri temeljenju pilona visećeg mosta preko rijeke Rajne u Disseldorfu.

Mješovita tla s udjelom sitne frakcije (d < 0,06 mm) većim od 20% [4] ne mogu se uglavnom više vibracijama efektivno zbijati te se u takva tla ugrađuje kostur od nosivog nekoherentnog materijala koji se sa strane oslanja na okolno nenosivo tlo. Tada se govori o PDVZ s punjenjem odnosno izvođenjem šljunčanih stupova u vezanom i mješovitom tlu

2.2 PDVZ SPUNJENJEM ODN. IZVOĐENJEM ŠLJUNČANIH STUPOVA U VEZANOM I MJEŠOVITOM TLU (VIBRO-REPLACEMENT)

Kohezivna tla, osobito kad su zasićena vodom, ne mogu se samim vibriranjem efektivno zbijati. To je razlog što se u takva tla ugrađuju stupovi od šljunka ili kamena koji odvodi opterećenje do nosivog tla.

Zajedno s okolnim tlom, ovakav zrnasti materijal ugrađen pomoću vibratora, ima veću krutost i pruža veći otpor smicanju. Princip izvođenja ovog postupka prikazan je na slici 2, a na slici 3 prikazani su presjeci izvedenih stupova na razini terena

Ovako izvedeni nosivi elementi povećavaju nosivost temeljnog tla, smanjuju slijeganja i diferencijalna slijeganja koja su često ograničavajući parametar pri projektiranju temeljenja. Zbog velike vodopropusnosti šljunčanih stupova dolazi do ubrzanja vremena konsolidacije i povećanja posmične čvrstoće temeljnog tla.

3 DIMENZIONIRANJE I KONTROLA POSTUPAKA DUBINSKOG VIBRACIJSKOG ZBIJANJU (PDVZ)

Postupak zbijanja odnosno raster napadnih točaka određuje se na osnovi podataka o temeljnom tlu, građevinskih ciljeva, oblika temelja i željenog stupnja poboljšanja tla. Postignuti rezultati zbijanja mogu se jednostavno provjeriti različitim metodama sondiranja kao što su CPT, SPT te teške udarne sonde (TUS). Prva su dva tipa sondiranja ustaljena u geotehničkoj praksi u Hrvatskoj dok su se sondiranja teškom udarnom sondom počela pojavljivati tek posljednjih godina [5]. TUS-om se mjeri broj udaraca utega od 50 kg koji pada s visine od 0,5 m, po 10 cm prodiranja šiljka sonde u tlo. Biedermann [6] daje opsežne korelacije između geotehničkih parametara i rezultata sondiranja te njihove interpretacije. Za procjenu nedrenirane posmične čvrstoće vezanih tla vrlo su korisni pokusi krilnom sondom i dilatometrom.

Prvi dijagram za dimenzioniranje PDVZ kod vezanih tla predstavio je Greenwood 1970. godine [8]. Faktor poboljšanja n prikazan je u ovisnosti o razmaku šljunčanih stupova i nedrenirane posmične čvrstoće tla.

Šljunčani stupovi se najčešće dimenzioniraju prema Priebeu [9].

Dijagrami za dimenzioniranje prema Priebeu daju rezultate koji se poklapaju prilično dobro s rezultatima proračuna prema metodi konačnih elemenata [10].

Slika 3 - Šljunčani stupovi nakon izvođenja [3]

4 ZAKLJUČAK

Opisan je postupak dubinskog vibracijskog zbijanja (PDVZ), dane su teorijske osnove za njegovu primjenu, definirane granice primjene te prikazani okviri za interpretaciju geotehničkih parametara nakon izvršenog poboljšanja temeljnog tla. Osim klasične podjele na plitko i duboko temeljenje uvodi se pojam *plitkog temeljenja na poboljšanom tlu* i provodi analizu poboljšanja vezanih i nevezanih temeljnih tala.

Istaknuta je važnost kontrole kvalitete izvršenih radova. Uvodi se i pojam *teška udarna sonda (TUS)* što je postupak za jednostavnu, preglednu i brzu kontrolu kvalitete poboljšanja nevezanih i mješovitih tala prema austrijskom i njemačkom standardu. U vezanim tlima ovaj postupak kontrole kvalitete nije preporučljiv.

Iskustva na do sada izvedenim objektima pokazali su tehničku uspješnost, ekonomsku opravdanost i ekološku prihvatljivost primjene ove metode i u homogenim i u vrlo heterogenim tlima. Ciljnim dimenzioniranjem rastera napadnih točaka odnosno šljunčanih stupova prema veličini prijenosnog opterećenja i optimalnom mogućnošću prilagodbe uvjetima na terenu ovaj postupak pokazuje određene prednosti u odnosu prema klasičnim metodama dubokog temeljenja, a to su:

- ekonomičnost i brzina izvođenja
- metoda je uz modifikacije primjenjiva za gotovo svaku vrstu tla
- radovi betoniranja temelja mogu se izvoditi odmah nakon završetka PDVZ-a
- nejednake karakteristike tla mogu se neutralizirati, a time i diferencijalna slijeganja
- ugrađuju se samo prirodni (ekološki) materijali koji nisu skloni trošenju
- ovom se metodom može spriječiti likvefakcija tla
- razina podzemne vode ne utječe na izvođenje PDVZ-a.

LITERATURA

[1] *Uvod u Geotehniku* / I. Gotić, Sveučilište u Zagrebu // Geotehnički fakultet Varaždin, 1995, 96.

[2] *Soil Improvement - State of the Art Report* / J. K. Mitchell // Stockholm XI1CSMFE, 1981, 509-565.

[3] *Tehnike temeljenja - Poboljšanje tla postupkom dubinskog vibriranja* / Tvrtka Keller Grundbau:, Geotechnik d.o.o. Varaždin, 1999, 12.

[4] *Wirtschaftliche Fundierung durch Bodenverbesserung* / R. Gotić, H. Schwab, M. //Zinsenhofer, Poreč - XI Donau - Europäische Konferenz, 1998, 892-897.

[5] *Izvješće o izvođenju poboljšanja tla u svrhu temeljenja župne crkve u Karlovcu* / R. Gotić, //Geotechnik d.o.o Varaždin, 1997, 28.

[6] *Dynamische und statische Sonden und ihre praktische Bedeutung in der Bodenmechanik* / B. Biedermann // Symposium -Sondierungen und ***in situ*** Messungen, OFPZ Arsenal, 1979, 5-85.

[7] *Mechanical Improvement of Soils Below Ground Surface* / D.A. Greenwood // London - Proc. Ground Engng. Conf Inst, of Civ. Engc-neers, 1970, 11-22.

[8] *Die Bemessung von Rüttelstopfverdichtung Mechanical* / H. Priebe // Bautechnik 3, 1995, 183-191.

[9] *Settlement Analysis of Soft Clays Reinforced with Granular Piles* // N.P. Balaam, H.G. Poulos // The University of Sidney, School of Engineers, 1977.

[10] *Erfahrungen mit der Baugrund Verbesserung durch Tiefenrüttler* / K. Kirsch // Geotechnik 1/79, 1979, 21-32.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Mira Petronijević[1], Andrija Rašeta[2], Đorđe Lađinović[3]

DINAMIČKA INTERAKCIJA TLA I KONSTRUKCIJE OKVIRNIH ARMIRANOBETONSKIH ZGRADA

Rezime:

U radu je, na primeru dve višespratne okvirne AB konstrukcije različite spratnosti i uslova oslanjanja, sprovedena numerička analiza kojom su poređeni rezultati efekata interakcije tla i objekta prostornog i pojednostavljenog modela pri seizmičkom dejstvu, a za različite tipove tla. Pojednostavljeni model je formiran na osnovu preporuka NEHRP (FEMA 450), a seizmičko dejstvo je usvojeno prema odredbama Evrokoda 8.
U numeričkim analizama su upoređivane vrednosti maksimalnih pomeranja vrha konstrukcije, kao i vrednosti osnovnog perioda oscilovanja dva modela.

Ključne reči: dinamička analiza, interakcija tla i konstrukcije, seizmičko dejstvo

DYNAMIC SOIL – RC FRAME BUILDING STRUCTURES INTERACTION

Summary:

In this paper a seismic spectral analysis for two structural models founded on two different soil types has been carried out in order to evaluate the effects of soil-structure interaction. Two different numerical procedures have been applied: first is spatial finite element model, the second is simplified model according to NEHRP (FEMA 450) recommendations. Seismic action is adopted according to Eurocode 8 provisions. The effects of SSI on vibration periods and top displacements were analyzed.

Key words: dynamic analysis, soil-structure interaction, seismic action

[1] dr, dipl. građ. inž., Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd
[2] dipl. građ. inž., FTN Novi Sad, Novi Sad
[3] dr, dipl. građ. inž., FTN Novi Sad, Novi Sad

1 UVOD

Dinamička interakcija tla i objekta, koja se javlja pri dejstvu zemljotresa, je oblast koja se bavi proučavanjem dinamičkog odgovora analiziranog sistema uz uvođenje međusobne unterakcije između tla i konstrukcije. Dinamički odgovor kruto oslonjene konstrukcije se može bitno razlikovati od odgovora objekta fundiranog na određenoj lokaciji. Efekti interakcije se ispoljavaju tako da se pomeranja tačaka tla bez objekta razlikuju od pomeranja koja bi se javila u slučaju da je konstrukcija prisutna. Osnovni period vibracija fleksibilno oslonjene konstrukcije je duži u odnosu na kruto oslonjenu konstrukciju objekta. Isto tako, svojstveni oblici i modalni faktori participacije se razlikuju za fleksibilno oslonjenu konstrukciju od onih za kruto oslonjenu. Prigušenje fleksibilno oslonjene konstrukcije se sastoji od prigušenja u samom objektu, zatim od radijacijskog i unutrašnjeg prigušenja na granici između temeljne konstrukcije i podloge. Za uobičajene konstrukcije zgrada efekti interakcije tla i konstrukcije mogu biti povoljni u smislu smanjenja naprezanja u konstruktivni elementima ali kod konstrukcija kod kojih su izraženi uticaji drugog reda, kao i kod konstrukcija sa dubokim temeljima ili visokim i vitkim konstrukcijama koje leže na mekom tlu efekti interakcije mogu biti štetni.

2 METODE ANALIZE INTERAKCIJE TLA I OBJEKTA

U dinamičkoj analizi interakcije tla i konstrukcije javlja se sadejstvo tla kao beskonačanog poluprostora koji je nehomogen i promenljivih karakteristika i samog objekta. Pri analizi je potrebno rešiti dva problema: odrediti odgovor tla u slobodnom polju kako bi se dobilo pomeranje/ubrzanje tla na posmatranoj lokaciji i sprovesti dinamičku analizu interakcije tla i objekta. Problem seizmičke pobude se najčešće rešava upotrebom akcelerograma poznatih zemljotresa karakterističnih za posmatranu lokaciju objekta. Za finiju analizu se mogu koristiti generisani sintetički akcelerogrami dobijeni na bazi geoloških karakteristika posmatrane lokacije i tipa konstrukcije. U dinamičkoj analizi sistema tlo-objekat tlo je beskonačan, nehomogen poluprostor sa izraženim nelinearnim ponašanjem koje se manifestuje kroz promenu modula klizanja G i koeficijenta prigušenja ξ u tlu sa promenom deformacije. Prigušenje u tlu može biti materijalno ili histerezisno, koje je posledica nelinearnog ponašanja materijala i radijacijsko, koje je posledica propagacije talasa nastalih usled vibracija od temelja ka beskonačnosti. U konstrukciji prigušenje obično ne prelazi 5% dok u tlu prigušenje dostiže 5% - 20%. Iole ozbiljan dinamički proračun zahteva da se pomenuti fenomeni uzmu u obzir.

Metod konačnih elemenata (MKE) ima danas najveću primenu u rešavanju problema interakcije tla i objekta. Dinamička analiza se može sprovesti u vremenskom i frekvetnom domenu. Analiza u frekventnom domenu je naročito pogodna jer omogućava korišćenje različitog prigušenja u tlu i konstrukciji primenom kompleksnih modula. Ona je takođe pogodna za modeliranje radijaciskog prigušenja. U dinamičkim proračunima danas se najčešće primenjuje linearna dinamička analiza u vremenskom domenu, bilo direktna step-by-step integracija, bilo modalna analiza. Neposredna primena modalne analize za rešenje problema interakcije nije moguća zbog postojanja različitog prigušenja u tlu i u objektu, što ima za posledicu odsustvo normalnih tonova kod združenog sistema. U slučaju objekata kod koga postoje izraženi tonovi, npr. kod zgrada, postoje posebne metode određivanja modalnog prigušenja združenog sistema. Nelinearnom dinamičkom analizom se mogu obuhvatiti različiti aspekti interakcije, međutim ona zahteva veliku stručnost i skopčana je sa mnogim poteškoćama, između ostalog i sa velikim utroškom vremena, pa se u praksi praktično i ne koristi [3], [4].

3 NEHRP MODEL SA INTERAKCIJOM TLA I OBJEKTA

Nasuprot sofisticiranim metodama proračuna, koje nisu dovoljno poznate klasično obrazovanim građevinskim inženjerima, interakciju tla i objekta pri zemljotresu je moguće tretirati i na jednostavan način. Za razliku od naših propisa i EC8, gde o tom fenomenu nema gotovo ni reči, u SAD se čine pokušaji da se proračun interakcije tla i objekta pri zemljotresu uvede u propise. Za sada postoje samo preporuke NEHRP [1] koje sadrže proceduru za proračun zgrada sa interakcijom tla i objekta, razvijenu još 1977. od strane ATC3 Committee 2C (Applied Technology Council Committee on Soil – Structure Interaction). Procedura se zasniva na određivanju smičuće sile u osnovi fleksibilno oslonjenog objekta kod koga je produžen osnovni period oscilovanja i izmenjeno prigušenje u odnosu na fiksno oslanjanje. Analizira se ekvivalentni sistem sa jednim stepenom slobode pomeranja čije se dinamičke karakteristike određuju na osnovu karakteristika posmatranog objekta, sl. 1.

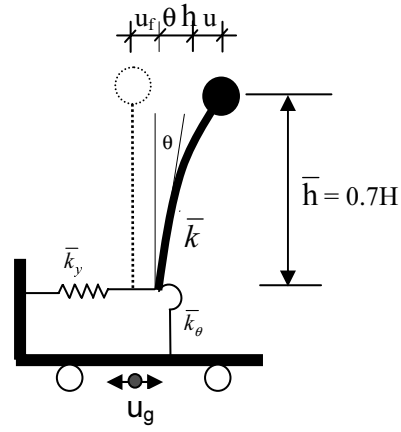
Osnovni parametri proračuna, efektivni period oscilovanja $\overline{T}$ i efektivno prigušenje $\overline{\xi}$, po preporukama NEHRP se određuju na sledeći način (za detaljnija objašnjenja pogledati FEMA450):

efektivni period oscilovanja:

$$\overline{T} = T\sqrt{1+\frac{\overline{k}}{K_y}\left(\frac{1+K_y\overline{h}^2}{K_\Theta}\right)} \qquad (1)$$

efektivno prigušenje:

$$\overline{\xi} = \xi_0 + \frac{0.05}{\left(\frac{\overline{T}}{T}\right)^3} \qquad (2)$$



Slika 1. Ekvivalentni sistem

gde je:

T - osnovni period uklještene konstrukcije

$T_a = C_r h_n^x$ (FEMA450 - procena osnovnog perioda)

gde je:

C_r *i* x - parametri koji zavise od tipa konstrukcije

h_n^x - visina od baze do poslednje etaže

$\overline{k} = 4\pi^2(\frac{\overline{W}}{gT^2})$ - krutost uklještene konstrukcije

$\overline{h} = 0.7h$ - efektivna visina (h - visina do poslednje etaže konstrukcije)

$\overline{W} = 0.7W$ - efektivna težina (W - ukupna težina)

$\overline{k}_y, \overline{k}_\Theta$ - krutost temelja u horizontalnom pravcu i pri rotaciji (FEMA450)

ξ_0 - koeficijent prigušenja temeljne konstrukcije (FEMA450)

Dinamičke krutosti temelja u određenom pravcu, tzv. funkcije impedancije, su komleksne funkcije, čiji realni deo predstavlja krutost fundamenta a imaginarni deo prigušenje. U literaturi [5] su date u bezdimenzionalnom obliku: $\bar{k}_j(a_0, v) = k(a_0, v) + i\omega c(a_0, v)$, gde j=y,θ označava horizontalnu i rotacionu komponentu, ν je Poissonov broj, a a_0 je bezdimenzionalna frekvencija; $a_0 = \omega r / c_S$ gde r predstavlja karakterističnu dimenziju temelja (za kružni temelj to je poluprečnik), a $c_s = \sqrt{G/\rho}$ brzinu smičućih talasa. Komponente krutosti i prigušenja su date u obliku:

$$k_y = \alpha_y K_y \quad k_\theta = \alpha_\theta K_\theta \quad c_y = \beta_y \frac{K_y r_y}{c_s} \quad c_\theta = \beta_\theta \frac{K_\theta r_\theta}{c_s} \tag{3}$$

gde su α_y, α_θ, β_y, β_θ funkcije frekvencije date u FEMA450, a K_y i K_θ, su horizontalna i rotaciona krutost diska na poluprostoru [5]:

$$K_y = \frac{4Gr_y}{1-\nu} \qquad K_z = \frac{8Gr_y}{2-\nu} \qquad K_\Theta = \frac{8Gr_\Theta^3}{3(1-\nu)} \tag{4}$$

U jednačini (4) G je smičući modul tla, a r_y i r_Θ su poluprečnici zamenjujućeg diska određeni tako da odgovaraju površini tj. momentu inercije temeljne stope (FEMA450).

4 PARAMETARSKA ANALIZA

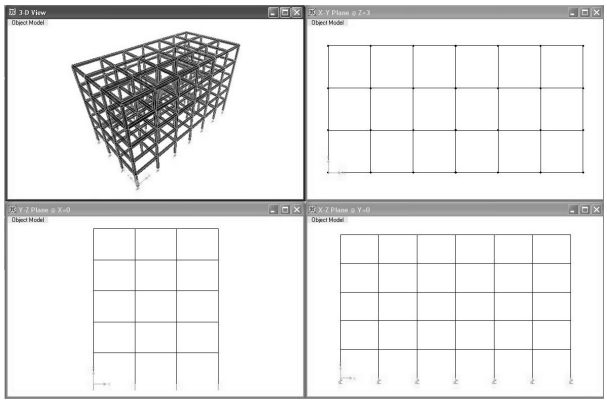
U radu je sprovedena numerička analiza za dve okvirne višespratne armiranobetonske konstrukcije od 5 i 10 spratova. Upoređeni su rezultati efekata interakcije tla i objekta prostornog modela i pojednostavljenog modela dobijenog na bazi preporuka NEHRP (FEMA450) [1]. Proračun dinamičkog odgovora je sproveden primenom modalne analize uz upotrebu spektra odgovora definisanog u Eurocode 8-1 [2].

Prostorni modeli imaju sledeće geometrijske i mehaničke karakteristike:

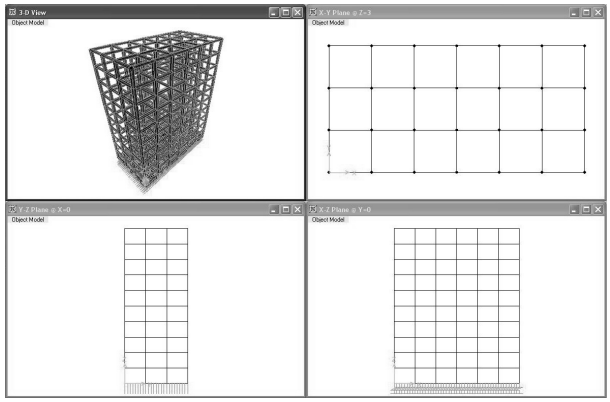
Prvi model (u daljem tekstu *konstrukcija A*, koja je prikazana na slici 2):
- broj etaža: pet
- temeljna konstrukcija: temelji samci dimenzija u osnovi 2×2m koji su spojeni temeljnim gredama u dva ortogonalna pravca
- dimenzije poprečnog preseka stubova: 30×30cm
- dimenzije poprečnog preseka greda: 30×40cm
- rasponi u podužnom pravcu: 4.0m
- rasponi u poprečnom pravcu: 4.0m
- spratna visina iznosi 3.0m
- masa: konstruktivni elementi + dodatna masa u nivou etaža od 160 tona po jednoj etaži.

Drugi model (u daljem tekstu *konstrukcija B*, koja je prikazana na slici 3):
- broj etaža: deset
- temeljna konstrukcija: temeljna ploča (dp=30cm) ojačana gredama (bg/dg=50×120cm) u dva ortogonalna pravca
- dimenzije poprečnog preseka stubova: 50×50cm
- dimenzije poprečnog preseka greda: 30×40cm
- rasponi u podužnom pravcu: 4.0m

- rasponi u poprečnom pravcu: 4.0m
- spratna visina iznosi 3.0m
- masa: konstruktivni elementi + dodatna masa u nivou etaža od 160 t po jednoj etaži.



Slika 2. Konstrukcija A (pet etaža)



Slika 3. Konstrukcija B (deset etaža)

U analizi su razmatrane dve vrste tla sa modulima smicanja $G = 10$ MPa (tlo sa lošijim mehaničkim karakteristikama, koje odgovara tipovima tla D ili E u spektru odgovora) i $G = 150$ MPa (tlo sa dobrim mehaničkim karakteristikama, koje odgovara tipovima tla A ili B u spektru odgovora). Krutost tla u horizontalnom i vertikalnom pravcu i pri rotaciji, određena je na osnovu preporuka NEHRP i za konstrukciju A (pet etaža) i za konstrukciju B (deset etaža). U oba modela tlo je uvedeno u proračun pomoću link/support elemenata [5].

Pojednostavljeni model prema NEHRP ima vrednosti krutosti K_y, K_z i K_Θ koje su date u tabeli 1. Za konstrukciju A (pet etaža), koja je oslonjena na temelje samce, proračun parametara K_y i K_Θ je sproveden na sledeći način: $K_y = \sum_i k_{yi}$ i $K_\Theta = \sum_i k_{zi} y_i^2 + k_{\Theta i}$, gde je k_{yi} krutost jedne temeljne stope u horizontalnom pravcu, k_{zi} krutost jedne temeljne stope u verti-

kalnom pravcu i $k_{\Theta i}$ krutost jedne temeljne stope pri rotaciji, dok su vrednosti parametara K_y, K_z i K_Θ za konstrukciju B određeni za temeljnu ploču dimenzija u osnovi 12×24m.

Tabela 1. Karakteristike tla pri proračunu (K_y, K_z i K_Θ)

(ν=0.35)	*konstrukcija A (pet etaža) krutost svih temeljnih stopa*				*konstrukcija B (deset etaža) krutost temeljne ploče*			
	K_y $[kN/m]$	K_z $[kN/m]$	K_Θ $[kNm/rad]$	$\overline{\xi}[\%]$	K_y $[kN/m]$	K_z $[kN/m]$	K_Θ $[kNm/rad]$	$\overline{\xi}[\%]$
G=10MPa	3063720	3888568	91438894	5.5	928447	1178414	501537309	5.3
G=150MPa	45955806	58328523	1371583411	6.0	13926712	17676212	7523059635	6.0

Pojednostavljen model na bazi preporuka NEHRP [1] podrazumeva proračun sistema sa jednim stepenom slobode pomeranja, slika 1, čije se dinamičke karakteristike određuju na osnovu karakteristika posmatranog objekta, jednačine (1), (2).

5 ANALIZA REZULTATA

Uticaj tla na dinamički odgovor konstrukcije je analiziran upoređivanjem svojstvenih perioda vibracija i pomeranja vrha kruto i fleksibilno oslonjene konstrukcije sračunate primenom preporuka FEMA 450 i programom SAP2000 (prostorni model).

Tabela 2. Periodi oscilovanja osnovnog tona za poprečni pravac

	periodi oscilovanja prvog tona T[s] konstrukcija A (pet etaža) poprečni pravac				*periodi oscilovanja prvog tona T[s] konstrukcija B (deset etaža) poprečni pravac*			
	prostorni model	model NEHRP	ΔT=T-Tkr.osl.[%]		prostorni model	model NEHRP	ΔT=T-Tkr.osl.[%]	
			prostorni	NEHRP			prostorni	NEHRP
kruto oslonjen	0.84748				1.19305			
G=10MPa	0.88701	0.87562	4.7	3.3	1.27145	1.25114	6.6	4.9
G=150MPa	0.85031	0.84939	3.3	0.2	1.20578	1.19701	1.1	0.3

Rezultati proračuna perioda oscilovanja osnovnog tona za prethodno opisane konstrukcije A i B, u poprečnom pravcu, dobijeni na osnovu prostornog modela i pojednostavljenog modela na bazi preporuka NEHRP, imaju vrednosti prikazane u tabeli 2. Na osnovu rezultata prikazanih u tabeli 2 može se zaključiti da razlika između perioda oscilovanja osnovnog tona modela dobijenog na osnovu preporuka NEHRP i prostornog modela koji je kruto oslonjen, za poprečni pravac ne prelazi ~5%, bez obzira na spratnost. NEHRP model je nešto krući od prostorne fleksibilno oslonjene konstrukcije. Razlika perioda oscilovanja NEHRP modela i prostornog krutog modela iznosi 4.7% za "kruto", odnosno 6.6% za "meko tlo".

Seizmička sila S je sračunata na osnovu preporuka EC8-1 po obrascu $S = Se(\overline{T}) \cdot \overline{W} / 9.81$ gde je $Se(\overline{T})$ spektralno ubrzanje određeno po EC8-1, $\overline{T}$ efektivni period oscilovanja, a $\overline{W}$

efektivna težina modela preporučenog od strane NEHRP. U tabeli 3 i 4 su prikazani rezultati proračuna seizmičkih sila modela preporučenog od strane NEHRP i prostornog modela fleksibilno i kruto oslonjenog sa i bez efekata interakcije.

Tabela 3. Seizmičke sile u poprečnom pracu - konstrukcija A (pet etaža)

Seizmičke sile - konstrukcija A (pet etaža) - S[kN]								
	sa efektima SSI				bez efekata SSI		Δu[%]	Δu[%]
Tip tla	(a) NEHRP G=10MPa	(b) prostorni model G=10MPa	(c) NEHRP G=150MPa	(d) prostorni model G=150MPa	(e) NEHRP	(f) prostorni model	$\frac{(f)-(a)}{(f)}$ $(\frac{(f)-(c)}{(f)})$	$\frac{(b)-(a)}{(b)}$ $(\frac{(d)-(c)}{(d)})$
A	1796.3	2081.3	1851.8	2242.5	1856.0	2252.1	20.2 (17.8)	13.7 (17.4)
B	2694.5	3140.8	2777.7	3365.3	2784.0	3377.6	20.2 (17.8)	14.2 (17.5)
C	3098.7	3589.8	3194.4	3864.1	3201.6	3880.2	20.1 (17.7)	13.7 (17.3)
D	4850.1	5634.8	4999.9	6046.5	5011.1	6069.2	20.1 (17.6)	13.9 (17.3)
E	3143.6	3664.2	3240.7	3926.2	3248.0	3940.5	20.2 (17.8)	14.2 (17.5)

Tabela 4. Seizmičke sile u poprečnom pravcu - konstrukcija B (deset etaža)

Seizmičke sile - konstrukcija B (deset etaža) - S[kN]								
	sa efektima SSI				bez efekata SSI		Δu[%]	Δu[%]
Tip tla	(a) NEHRP G=10MPa	(b) prostorni model G=10MPa	(c) NEHRP G=150MPa	(d) prostorni model G=150MPa	(e) NEHRP	(f) prostorni model	$\frac{(f)-(a)}{(f)}$ $(\frac{(f)-(c)}{(f)})$	$\frac{(b)-(a)}{(b)}$ $(\frac{(d)-(c)}{(d)})$
A	2883.0	2903.3	3013.4	3425.4	3023.4	3402.6	15.3 (11.4)	0.7 (12.0)
B	4324.6	4336.5	4520.1	5148.1	4535.1	5119.2	15.5 (11.7)	0.3 (12.2)
C	4973.2	4991.9	5198.2	5921.0	5215.4	5878.2	15.4 (11.6)	0.4 (12.2)
D	7784.2	7805.1	8136.2	9281.5	8163.3	9196.1	15.4 (11.5)	0.3 (12.3)
E	5045.3	5063.8	5273.5	6028.2	5291.0	5972.4	15.5 (11.7)	0.4 (12.5)

Iz rezultata prikazanih u tabeli 3 i 4 može se videti da razlike u veličini seizmičkih sila modela preporučenog od strane NEHRP (sa efektima interakcije) i prostornog modela koji je kruto oslonjen (bez efekata interakcije) imaju vrednost od ~15.3% do ~20.2% za tlo sa modulom smicanja G = 10 MPa, odnosno od ~11.4% do ~17.8% za tlo sa modulom smicanja G = 150 MPa. Razlike između prostornog modela koji fleksibilno oslonjen iznose od ~0.3% do ~14.2% za tlo sa modulom smicanja G = 10 MPa, pri čemu su one znatno manje za konstrukciju veće spratnosti tj. konstrukciju B, odnosno od ~12.0% do ~17.5% za tlo sa modulom smicanja G = 150 MPa.

Rezultati proračuna absolutnih pomeranja vrha konstrukcije u poprečnom pravcu za kruto i fleksibilno oslonjen prostorni model, dobijeni primenom spektralne analize (SAP2000), i za model dobijen na osnovu preporuka NEHRP [1] za konstrukciju A (pet etaža) su dati u tabeli 5, a za konstrukciju B (deset etaža) u tabeli 6. Absolutna pomeranja vrha konstrukcije prema preporukama NEHRP su dobijena na osnovu izraza:

$$u_{\max} = S\left(\frac{1}{K_y} + \frac{\bar{h}^2}{K_\Theta} + \frac{1}{\bar{\bar{K}}}\right) \tag{5}$$

gde prvi član u zagradi predstavlja pomeranje usled elastične deformacije konstrukcije, dok preostala dva člana predstavljaju pomeranja usled interakcije tla i konstrukcije.

Tabela 5. Maksimalno pomeranje vrha konstrukcije u poprečnom pravcu - konstrukcija A (kruto i fleksibilno oslonjen prostorni model i model po preporukama NEHRP)

Konstrukcija A (pet etaža) pomeranje vrha konstrukcije u poprečnom pravcu u_{max} [cm]									
Tip tla	(a) prostorni model kruto oslonjen	(b) prostorni model G=10MPa	(c) NEHRP G=10MPa	(d) prostorni model G=150MPa	(e) NEHRP G=150MPa	$\Delta u[\%]\ \frac{(a)-(c)}{(a)}$	$\Delta u[\%]\ \frac{(a)-(e)}{(a)}$	$\Delta u[\%]\ \frac{(b)-(c)}{(b)}$	$\Delta u[\%]\ \frac{(d)-(e)}{(d)}$
A	5.4	5.5	4.4	5.4	4.2	18.5	22.2	20.0	22.2
B	8.1	8.2	6.5	8.1	6.3	19.7	22.2	20.7	22.2
C	9.3	9.4	7.5	9.3	7.3	19.3	21.5	20.2	21.5
D	14.5	14.8	11.7	14.5	11.4	19.3	21.4	20.9	21.4
E	9.4	9.6	7.6	9.4	7.4	19.1	21.3	20.8	21.3

Tabela 6. Maksimalno pomeranje vrha konstrukcije u poprečnom pravcu - konstrukcija B (kruto i fleksibilno oslonjen prostorni model i model po preporukama NEHRP)

Konstrukcija B (deset etaža) pomeranje vrha konstrukcije u poprečnom pravcu u_{max} [cm]									
Tip tla	(a) prostorni model kruto oslonjen	(b) prostorni model G=10MPa	(c) NEHRP G=10MPa	(d) prostorni model G=150MPa	(e) NEHRP G=150MPa	$\Delta u[\%]\ \frac{(a)-(c)}{(a)}$	$\Delta u[\%]\ \frac{(a)-(e)}{(a)}$	$\Delta u[\%]\ \frac{(b)-(c)}{(b)}$	$\Delta u[\%]\ \frac{(d)-(e)}{(d)}$
A	7.8	7.3	6.2	7.8	5.9	20.5	24.4	15.1	24.4
B	11.6	10.9	9.3	11.7	8.9	19.8	23.3	14.7	23.9
C	13.3	12.6	10.7	13.5	10.3	19.5	22.6	15.1	23.7
D	20.9	19.6	16.8	21.0	16.1	19.6	23.0	14.3	23.3
E	13.6	12.8	10.9	13.7	10.4	19.9	23.5	14.8	24.1

Pomeranja vrha konstrukcije prostornog modela A koji je kruto oslonjen su ista kao pomeranja prostornog modela A koji je fleksibilno oslonjen za $G = 150$ MPa, a manja za $G = 10$ MPa. Razlike pomeranja su maksimum 2.2%. Kod objekta B pomeranja kruto uklještenog i fleksibilno oslonjenog objekta gde je $G = 150$ MPa su skoro ista, a manja su za slučaj tla sa $G = 10$ MPa do 6.4%.

Na osnovu rezultata prikazanih u tabeli 5 i 6 može se zaključiti da su razlike između vrednosti absolutnih pomeranja vrha konstrukcije u poprečnom pravcu prostornog modela kruto oslonjenog na tlo i modela NEHRP kreću se od 18.5 % do ~22 % kod konstrukcije A, a kod konstrukcije B od 19.5% do 23.5%, pri čemu su za obe konstrukcije, suprotno

očekivanjima, razlike u vrednostima pomeranja manja u slučaju tla sa manjim modulom smicanja. Razlike u vrednostima absolutnih pomeranja između modela preporučenog od strane NEHRP i prostornog modela oslonjenog na fleksibilno tlo, se kreću od ~20% do ~22% kod konstrukcije A, a kod konstrukcije B od ~14% do ~24%. Te razlike su manje za tlo sa nižim modulom smicanja i za konstrukciju sa većim periodom oscilovanja (fleksibilnija konstrukcija). Model preopručen od strane NEHRP daje manja pomeranja u odnosu na prostorni model za obe konstrukcije, što znači da je krutost modela precenjena ili da treba korigovati preporučenu formulu za proračun pomeranja.

Zbog velike razlike u vrednostima absolutnih horizontalnih pomeranja između modela preporučenog od strane NEHRP i prostornog modela fleksibilno i kruto oslonjenog u tabelama 7 i 8 prikazani su rezultati pomeranja sračunatih na NEHRP modelu sa punom visinom konstrukcije h i prostornog modela koji je fleksibilno i kruto oslonjen.

Tabela 7. Maksimalno pomeranje vrha konstrukcije u poprečnom pravcu - konstrukcija A (kruto i fleksibilno oslonjen prostorni model i model po preporukama NEHRP)

Konstrukcija A (pet etaža) *pomeranje vrha konstrukcije u poprečnom pravcu u_{max} [cm]* ***pomeranja NEHRP modela računata sa visinom h***									
Tip tla	(a) prostorni model kruto oslonjen	(b) prostorni model G=10MPa	(c) NEHRP G=10MPa	(d) prostorni model G=150MPa	(e) NEHRP G=150MPa	$\Delta u[\%]\ \frac{(a)-(c)}{(a)}$	$\Delta u[\%]\ \frac{(a)-(e)}{(a)}$	$\Delta u[\%]\ \frac{(b)-(c)}{(b)}$	$\Delta u[\%]\ \frac{(d)-(e)}{(d)}$
A	5,4	5,5	4.6	5,4	4.2	14.8	22.2	16.4	22.2
B	8,1	8,2	6.9	8,1	6.4	14.8	21.0	15.9	21.0
C	9,3	9,4	7.9	9,3	7.3	15.1	21.5	16.0	21.5
D	14,5	14,8	12.4	14,5	11.4	14.5	21.4	16.2	21.4
E	9,4	9,6	8.0	9,4	7.4	14.9	21.3	16.7	21.3

Tabela 8. Maksimalno pomeranje vrha konstrukcije u poprečnom pravcu - konstrukcija B (kruto i fleksibilno oslonjen prostorni model i model po preporukama NEHRP)

Konstrukcija B (deset etaža) *pomeranje vrha konstrukcije u poprečnom pravcu u_{max} [cm]* ***pomeranja NEHRP modela računata sa visinom h***									
Tip tla	(a) prostorni model kruto oslonjen	(b) prostorni model G=10MPa	(c) NEHRP G=10MPa	(d) prostorni model G=150MPa	(e) NEHRP G=150MPa	$\Delta u[\%]\ \frac{(a)-(c)}{(a)}$	$\Delta u[\%]\ \frac{(a)-(e)}{(a)}$	$\Delta u[\%]\ \frac{(b)-(c)}{(b)}$	$\Delta u[\%]\ \frac{(d)-(e)}{(d)}$
A	7,8	7,3	6.4	7,8	6.0	17.9	23.1	12.3	23.1
B	11,6	10,9	9.7	11,7	9.0	16.4	22.4	11.0	23.1
C	13,3	12,6	11.2	13,5	10.3	15.8	22.6	11.1	23.7
D	20,9	19,6	17.5	21,0	16.1	16.3	23.0	10.7	23.3
E	13,6	12,8	11.3	13,7	10.4	16.9	23.5	11.7	24.1

Proračun absolutnih horizontalnih pomeranja na modelu preporučenom od strane NEHRP sa punom visinom konstrukcije *h*, daje manje razlike u odnosu na prostorni model koji je kruto tj. fleksibilno oslonjen. Pri tome razlika u pomeranjima opada za najviše ~5% i izraženija je kod tla sa manjim modulom smicanja. To je posledica veće rotacije temelja kod fleksibilnijeg oslanjanja i udela te rotacije u pomeranju vrha zgrade. Međutim, razlika u pomeranjima vrha konstrukcije kod prostornog i pojednostavljenog modelu ostaje i dalje veoma velika.

6 ZAKLJUČAK

U radu su analizirana dva modela zgrade spratnosti 5 i 10 etaža za različite uslove oslanjanja. Poređene su vrednosti perioda oscilovanja i pomeranja vrha konstrukcije primenom pojednostavljenog modela NEHRP i prostornog modela sračunatog u programu SAP2000. Razlike u periodima oscilovanja osnovnog tona, dobijenog na osnovu prostornog modela i pojednostavljenog modela preporučenog od strane NEHRP, dovoljno su male da zadovolje „inženjersku tačnost". Seizmičke sile su poređene za NEHRP model i prostorni model sa i bez interakcije. Generalno, prostorni model daje veće seizmičke sile i razlika u dobijenim silama je veća za objekat niže spratnosti (objekat A). Razlike između pomeranja prostornog modela i modela preporučenog od strane NEHRP su značajne i povećavaju se sa povećanjem spratnosti modela. Pokušaj da se proračun koriguje tako što će se u izrazu za pomeranje umesto efektivne visine uzeti stvarna visina objekta, smanjio je razliku u pomeranjima ali je ona i dalje znatna. Detaljnijom analizom smičućih sila dobijenih prostornim modelom i NEHRP modelom dobio bi se dodatni uvid u validnost NEHRP modela i u uticaj sadejstva tla na dinamički odgovor konstrukcije. Iz prethodno izloženog sledi da je teško proceniti efekte interakcije tla i konstrukcije. Sa povećanjem spratnosti armiranobetonskih okvirnih konstrukcija produžuju se periodi oscilovanja, pogotovo kod fundiranja na tlu lošijih mehaničkih karakteristika. Ne može se unapred reći da li će efekti interakcije povećati ili smanjiti dinamički odgovor sistema, što dovodi do zaključka da se pojednostavljeni model može koristiti samo kao gruba procena efekata interakcije, odnosno kao „početna analiza" posle koje, ukoliko je potrebno, treba obavezno formirati tačniji matematički model.

LITERATURA

[1] *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures (FEMA 450) /* Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency // 2004, Washington, D.C., USA.

[2] *Design of structures for earthquake resistance Part 1* / European Committee for Standardisation: Eurocode 8 // November 2004.

[3] *Interakcija tla i objekta: 1* / Petronijević Mira // Izgradnja LI (1997), 9, s. 361-368.

[4] *Interakcija tla i objekta: 2* / Petronijević Mira // Izgradnja LI (1997), 10, s. 417-426.

[5] *Dynamic Soil-Structure Interaction* / John P. Wolf // Prentice-Hall, 1985, New Jersey.

[i] 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 SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Zdenka Popović[1], Leposava Puzavac[2]

EVROPSKI STANDARDI INTEROPERABILNOSTI I PRISTUPAČNOST ZA ŽELEZNIČKU INFRASTRUKTURU

Rezime:

Jedan od esencijalnih preduslova za povezivanje Železnice Srbije sa železnicom Evropske unije je usaglašavanje domaće zakonske regulative i standarda sa evropskom regulativom. Ovaj rad prikazuje evropska iskustva i mere koje treba preduzeti na našoj železnici u cilju njene integracije u evropsku železničku mrežu. Cilj rada je da se ukaže na neophodnost primene tehničkih specifikacija interoperabilnosti i stvaranje uslova za putovanje železnicom osoba sa redukovanom mobilnošću kroz Srbiju.

Ključne reči: interoperabilnost, putnici sa ograničenom mobilnošću, železnica

EUROPEAN STANDARDS FOR INTEROPERABILITY – PASSENGERS WITH REDUCED MOBILITY

Summary:

One of the essential preconditions for the integration of the Serbian railways with those of the European Union is to approximate Serbia's railway regulations and standards to those of the EU. This paper reports on some of the experience acquired to date in undertaking measures and activities to bring about the technical standardization of the Serbian railway infrastructure. The aim of this paper is to signify the importance of applying the Technical Specification for Interoperability and making travel through Serbia easier for people with reduced mobility.

Key words: interoperability, passengers with reduced mobility, railway

[1] V.prof. dr, Građevinski fakultet, Beograd
[2] Asistent, Građevinski fakultet, Beograd

1 INTEROPERABILNOST U OBLASTI ŽELEZNICE

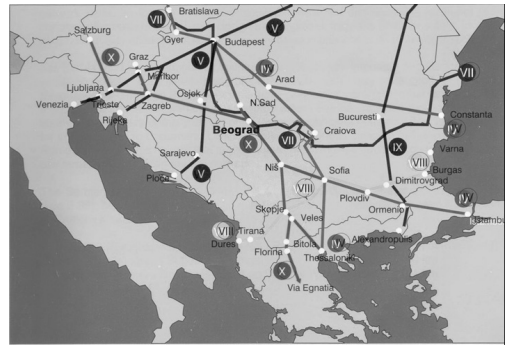
U oblasti evropskog zakonodavstva pod interoperabilnošću se podrazumeva stanje jedinstva, odnosno mogućnost povezivanja i funkcionalne harmonizacije međusobno uslovljenih delova nekog složenog sistema.

U skladu sa time, interoperabilnost za železničku mrežu na teritoriji EU treba da stvori preduslove za formiranje kompatibilne železničke infrastrukture, tehničkih postrojenja, sistema za snabdevanje i vozila. Jedan od preduslova za sprovođenje principa i zahteva interoperabilnosti je tehničko usaglašavanje različitih nacionalnih železničkih sistema. Cilj je da se obezbedi kontinualan železnički saobraćaj na teritoriji čitave EU i susednih zemalja.

Za sektor železnice prve mere interoperabilnosti uvedene su još 23. jula 1996. godine usvajanjem poznate Direktive 96/48/EC o interoperabilnosti transevropskog sistema železnice za velike brzine. Sledeći korak u ovom smislu dogodio se 19. marta 2001. godine usvajanjem Direktive 2001/16/EC o interoperabilnosti konvencionalnog transevropskog sistema železnice.

Pomenutim Direktivama utvrđeni su osnovni zahtevi i definisani tehnički standardi za konvencionalni transevropski železnički sistem i transevropski sistem za velike brzine. Ovo ima izuzetan značaj, jer su do tada svi napori da se u EU uspostavi železnički saobraćajni sistem velikog kapaciteta, koji je konkurentan drumskom i vazdušnom saobraćaju, propadali zbog nemogućnosti funkcionalnog povezivanja odvojenih železničkih sistema ograničenih okvirima nacionalnih mreža. Za otklanjanje ovih prepreka bilo je neophodno uspostaviti tehničku standardizaciju, koja bi omogućila sprovođenje zahteva interoperabilnosti.

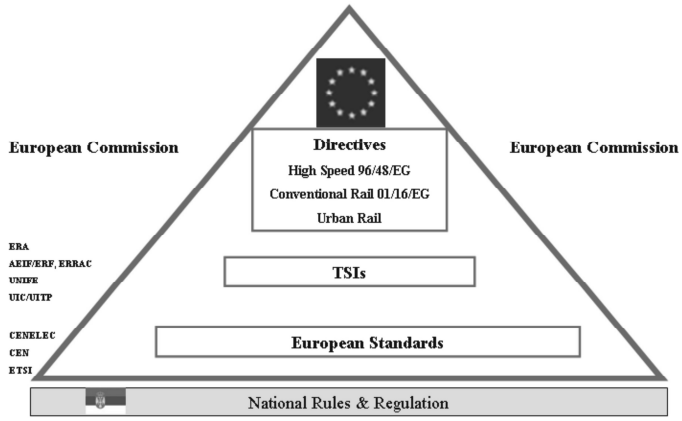
Jasna je ekonomska zainteresovanost naše zemlje da uzme učešće u ovim procesima integracije, s obzirom na to da kroz Republiku prolaze čak dva od ukupno deset Panevropskih koridora: dunavski koridor VII i železničko-drumski koridor X (slika 1). Koridor VII je značajan zbog njegove uloge u multimodalnom transportu, dok značaj koridora X sledi iz činjenice da je njime obuhvaćeno čak 20% naše železničke mreže i 13% magistralnih puteva.



Slika 1 - Prostiranje Panevropskih koridora VII i X kroz teritoriju Republike Srbije

Na slici 2 prikazan je karakteristični trostepeni koncept nadležnosti u procesu izrade zakonske i tehničke regulative. Ukupne mere i aktivnosti koje je Republika Srbija do sada preduzela u cilju harmonizacije domaćih propisa i standarda iz oblasti železnice sa evropskom regulativom analizirane su u lit. /3/, a na ovom mestu će se analizirati uslovi i aktivnosti koje treba preduzeti za implementaciju tehničkih specifikacija interoperabilnosti u domenu pristupačnosti železničke infrastrukture i vozila putnicima sa ograničenom mobilnošću.

Iz praktičnih razloga transevropski železnički sistem se zbog svog obima i kompleksnosti deli na tzv. podsisteme: infrastrukturu, energiju, signalno-sigurnosni sistem, saobraćaj, vozila i telematika. Za svaki podsistem posebno se definišu osnovni tehnički uslovi u vidu tzv. "TSI - tehničkih specifikacija interoperabilnosti", kojima se definišu tehnički parametri i neophodni kapaciteti sa ciljem da se otklone sve prepreke i ometanja nesmetanog železničkog saobraćaja u okviru transevropskog železničkog sistema.



Slika 2 - Evropski koncept harmonizacije zakonske i tehničke regulative u oblasti železnice

1.1 TSI PRM - TEHNIČKE SPECIFIKACIJE INTEROPERABILNOSTI ZA OSOBE SA REDUKOVANOM MOBILNOŠĆU

Evropska unija je na početku 21. veka definisala zajedničku saobraćajnu politiku i predstavila je u dokumentu Bela knjiga: „EU White Paper "European Transport Policy for 2010: Time to decide". Ova politika zasnovana je na regulisanoj konkurenciji i povezivanju različitih vidova saobraćaja, zatim na uklanjanju uskih grla u saobraćajnim sistemima i postavljanju zahteva korisnika u centar saobraćajnih zbivanja.

Postavljanje korisnika u središte saobraćajne politike otvara teme o definisanju saobraćaja po meri čoveka. Poslednjih godina intenzivno se radi na pronalaženju i primeni rešenja za ravnopravno učešće u železničkom saobraćaju osoba sa redukovanom mobilnošću.

Prema istraživanjima koja su rađena u Francuskoj i Nemačkoj 20-30% putnika ima probleme sa kretanjem. U Evropi se računa sa oko 12% stanovnika sa ograničenom mobilnošću usled različitog stepena invalidnosti. Takođe, u celoj Evropi očekuje se rast broja osoba sa problemima u kretanju, kao i rast procentualnog udela stanovništva starijeg od 60 godina.

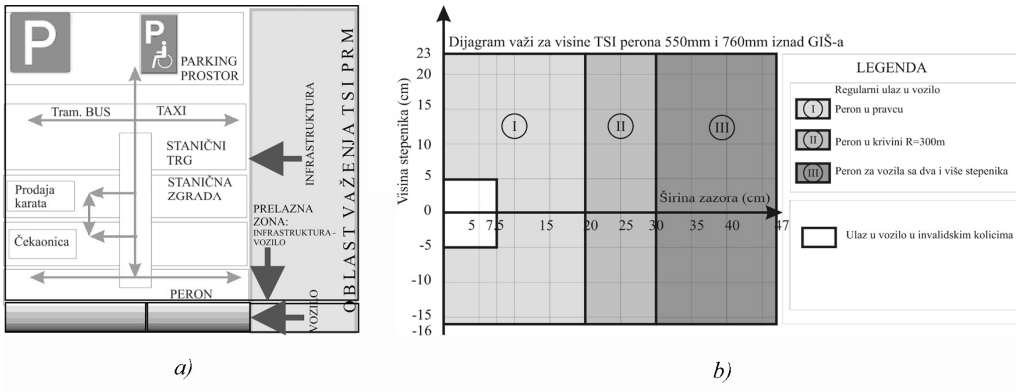
U našoj zemlji još uvek nisu rađena istraživanja radi utvrđivanja potreba za prevozom putnika sa redukovanom mobilnošću. Ipak, evidentni su podaci da u Srbiji postoji oko 800.000 osoba sa različitim stepenom invaliditeta i oko 16.5% lica starijih od 65 godina.

Zahtevi za prevozom osoba sa ograničenom mobilnošću usmereni su ka različitim vidovima saobaćaja. Zato železnica mora da pronađe nove sadržaje u definisanju usluga.

Evropska komisija je u Briselu 20.06.2006. godine donela tehničke specifikacije interoperabilnosti za osobe sa redukovanom mobilnošću TSI PRM (Technical Specification for

Interoperability - People with Reduced Mobility), koje važe i za konvencionalni transevropski železnički sistem i za sistem transevropskih pruga za velike brzine.

Kao što je prikazano na slici 3 a), TSI PRM se primarno odnosi na podsistem infrastruktura i vozilo. Posebna pažnja poklanja se osetljivoj prelaznoj zoni peron-vozilo.



Slika 3 – a) oblast važenja TSI PRM; b) visine perona prema TSI PRM

2 OSNOVA ZA PRIMENU STANDARDA PRISTUPAČNOSTI U SRBIJI

U Republici Srbiji intenzivno se radi na stvaranju zakonske osnove za uvođenje standarda pristupačnosti (neograničenog pristupa za putnike sa specifičnim potrebama) u sve oblasti društvenog života i rada. Izlaganje u ovom radu će se ograničiti na oblast šinskog saobraćaja.

Zahtev za realizacijom neograničenog pristupa saobraćajnim sredstvima u Republici Srbiji proističe na osnovu "Zakona o sprečavanju diskriminacije osoba sa invaliditetom", koji je Narodna skupština proglasila 17. aprila 2006. godine. Izraz "osobe sa invaliditetom" prema ovom Zakonu označava "osobe sa urođenom ili stečenom fizičkom, senzornom, intelektualnom ili emocionalnom onesposobljenošću koje usled društvenih ili drugih prepreka nemaju mogućnosti ili imaju ograničene mogućnosti da se uključe u aktivnosti društva na istom nivou sa drugima, bez obzira na to da li mogu da ostvaruju pomenute aktivnosti uz upotrebu tehničkih pomagala ili službi podrške". Članom 13 pomenutog Zakona zabranjuje se diskriminacija na osnovu invalidnosti u pogledu dostupnosti usluga i pristupa objektima u javnoj upotrebi i javnim površinama: parkovi, zelene površine, trgovi, ulice, pešački prelazi i druge javne saobraćajnice i slično. Takođe, članom 27 zabranjuje se diskriminacija zbog invalidnosti u svim vidovima saobraćaja.

Ovom Zakonu je prethodio "Pravilnik o uslovima za planiranje i projektovanje objekata u vezi sa nesmetanim kretanjem dece, starih, hendikepiranih i invalidnih lica" (Službeni glasnik RS br. 18/97). Ovaj Pravilnik odnosi se na tehničke uslove za planiranje i projektovanje trotoara, pešačkih staza, pešačkih prelaza, mesta za parkiranje, stajališta javnog prevoza i prilaza do objekata (rampe za pešake i invalidska kolica, stepenice i stepeništa, podizne platforme).

"Zakon o planiranju i izgradnji" iz 2006. godine uvodi "*standarde pristupačnosti*" kao obavezne tehničke mere, standarde i uslove projektovanja, planiranja i izgradnje, kojima se osigurava nesmetano kretanje i pristup osobama sa invaliditetom, deci i starim osobama. U članu 42 ovog Zakona kao jedno od pravila građenja uvode se posebni uslovi kojima se javne površine i javni objekti od opšteg interesa čine pristupačnim osobama sa invaliditetom u skladu sa standardima pristupačnosti. Ovaj Zakon predviđa i prekršajnu kaznu za investitora javnog objekta od opšteg interesa, odnosno odgovorno lice (član 153) koje ne obezbedi pristup javnom objektu od opšteg interesa u skladu sa standardima pristupačnosti.

Zakon o Železnici iz 2005. godine, između ostalog, formira Direkciju za železnice radi obavljanja stručnih poslova u oblasti železničkog saobraćaja, regulatornih poslova i drugih poslova predviđenih ovim zakonom. Jedan od poslova Direkcije je izrada tehničkih propisa, normativa i standarda u oblasti železničkog saobraćaja kao i predlaganje mera u cilju harmonizacije, povećanja nivoa interoperabilnosti i modernizacije železnice.

U oblasti zahteva za neograničenim pristupom šinskim vozilima na Panevropskim i Transevropskim železničkim koridorima (dakle i na železničkom koridoru X kroz Republiku Srbiju) primenjivaće se Tehničke specifikacije interoperabilnosti za osobe sa redukovanom mobilnošću. Prema TSI PRM definiše se pojam osobe sa ograničenom mobilnošću kao osobe koja ima poteškoća pri korišćenju vozova i pripadajuće infrastrukture. Tu spadaju sledeće kategorije putnika: osobe u invalidskim kolicima, ostale osobe sa ograničenom mobilnošću (osobe sa prelomima ekstremiteta, osobe sa problemima pri hodanju, osobe sa decom, osobe sa teškim i kabastim prtljagom, stare osobe, trudnice, slabovide osobe, slepe osobe, osobe sa oštećenim sluhom, gluve osobe), osobe sa oteženom komunikacijom, osobe niskog rasta i deca.

Za sve nabrojane kategorije putnika sa ograničenom mobilnošću potrebno je omogućiti bezbedan i neometan pristup šinskim vozilima, uz očuvanje njihovog dostojanstva i integriteta. Pored toga, primenjene mere i tehnička rešenja treba da doprinesu povećanju sigurnosti svih kategorija putnika, kao i ubrzanju izmene putnika na peronima.

Zemlje koje nisu članice EU, poput Srbije, imaju konkretan ekonomski interes da primene TSI PRM na magistralnim prugama i šire.

2.1 STANDARDI PRISTUPAČNOSTI ZA ŽELEZNIČKU INFRASTRUKTURU

Poštovanje standarda pristupačnosti postalo je obaveza za projektante u Srbiji ("Zakon o planiranju i izgradnji" iz 2006.) prilikom izgradnje železničke infrastrukture. Primena ovih standarda podrazumeva precizno definisanje posebnih tehničkih uslova za železničku infrastrukturu koju koriste putnici, sa ciljem da se i osobama sa ograničenom mobilnošću omogući bezbedno i dostojanstveno učešće u železničkom saobraćaju.

Na površinama za parkiranje putničkih vozila mora se predvideti, rezervisati i na propisan način obeležiti dovoljan broj mesta za parkiranje vozila za invalide i to u neposrednoj blizini prilaza železničkoj stanici. Prilazi i putevi za neometani pristup osoba sa redukovanom mobilnošcu moraju da omoguće bezbedno kretanje od staničnog trga, odnosno od ulaza u staničnu zgradu do svih njenih servisnih službi i, naravno, do perona. U tu svrhu je neophodno izgraditi rampe i liftove na svim pristupima sa denivelacijom. Svi pristupi bez barijere, kao i podhodnici, mostovi, stepeništa moraju da obezbede slobodni profil širine min. 2x800=1600mm i visine min. 2300mm.

Informacije saopštene putnicima moraju imati jednostavan i jedinstven koncept.

Vizuelne informacije moraju biti vidljive i pri prirodnom i veštačkom osvetljenju, za šta je neophodan odgovarajući kontrast. Vizuelne informacije moraju biti usaglašene sa akustičnim.

Za osobe sa oštećenjima vida (slabovidi i slepi) pristup se kanališe taktilnim vođenjem pomoću palice i usmeravanjem uz akustično saopštavanje neophodnih informacija. U Srbiji se taktilno vođenje osoba sa oštećenjima vida na javnim površinama ostvaruje u skladu sa JUS U.A9.202.

Mobilni i slobodno stojeći objekti ne smeju da se postave kao prepreka koja ometa komunikaciju i moraju biti prepoznatljivi pomoću palice za slepe i slabovide.

Providne prepreke od stakla i pleksiglasa moraju se u visini očiju jasno obeležiti kontrastnim oznakama (npr. pruge, logo, i sl.) radi očuvanja bezbednosti i dostojanstva slepih i slabovidih putnika. Pri tome se vodi računa da visina obeležavanja odgovara deci, osobama u invalidskim kolicima i osobama niskog rasta, kao i svim ostalim odraslim putnicima. Zato se označavanje vrši u dva standardizovana nivoa kako bi se zaštitile sve kategorije putnika.

U okviru staničnih toaleta mora se predvideti bar jedna toalet kabina za korisike u invalidskim kolicima. Pored piktograma na vratima toaleta obavezno je i taktilno označavanje.

Svi servisni šalteri u stanici moraju biti pristupačni za osobe u invalidskim kolicima i ostale osobe sa redukovanom mobilnošću uz rezervisanje prostora za sedenje.

Na peronima na površinama na kojima putnici čekaju voz i na svim drugim površinama predviđenim za čekanje voza, obavezno predvideti prostor zaštićen od atmosferilija sa ergonomskim uslovima za sedenje sa prostorom za invalidska kolica.

Stepenice na glavnim komunikacijama moraju da imaju širinu slobodnog profila mereno između unutarnjih strana rukohvata minimalno 1600mm. Za putnike koji ne mogu da koriste stepenice predviđaju se rampe i liftovi.

TSI PRM definiše dozvoljene visine perona na magistralnim prugama prema slici 3 b).

3 PREDLOG AKTIVNOSTI ZA SPROVOĐENJE TSI PRM

Analizom postojeće zakonske regulative u oblasti prava osoba sa invaliditetom može se zaključiti da je Republika Srbija zakone u ovoj oblasti uskladila sa evropskom zakonskom regulativom. Međutim, jasan je nedostatak tehničke regulative za sprovođenje zakonskih obaveza u domenu železničke infrastrukture.

Očekuje se inicijativa i konkretne aktivnosti Direkcije za železnice za sastavljanje Pravilnika za osiguranje pristupačnosti železničke infrastrukture za invalide i osobe sa ograničenjima u kretanju.

LITERATURA

[1] *Technical Specification for Interoperability – People with Reduced Mobility,* European Commission, 2006, Brussels, pp. 119.

[2] *Passengers' accessibility to heavy rail systems*, European Commission, European research area: Structural aspects – COST Action 335, 2004, Luxembourg, pp. 93.

[3] *Interoperability and standardization of railway infrastructure – integration of Serbian Railways* / Z. Popović // RTR- Railway Technical Review, 04/2007, Hamburg, pp. 6-9

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Mihailo Muravljov[1], Dragica Jevtić[2], Dimitrije Zakić[3], Aleksandar Savić[4],Nikola Tanasić[5], Dragan Gavrilović[6]

MOGUĆNOSTI PRIMENE CFRP SISTEMA "SIKA" ZA OJAČANJE I SANACIJU BETONSKIH KONSTRUKCIJA

Rezime:

U radu su prikazani rezultati sopstvenih laboratorijskih ispitivanja svojstava dva tipa karbonskih traka (CFRP) - laminata pod nazivom Sika CarboDur Plates i pletenih tkanina pod nazivom SikaWrap. Takođe, ispitivana je i athezija (prianjanje) predmetnih karbonskih traka za beton. Rezultati eksperimentalnih ispitivanja pokazuju da se radi o sistemu koji se može primeniti kao kvalitetno rešenje za ojačanje/sanaciju betonskih konstrukcija. Dat je i niz primera upotrebe karbonskih traka sa osvrtom na njihove prednosti i mane u odnosu na druge materijale za ojačanje/sanaciju konstrukcija.

Ključne reči: karbonske trake (CFRP), laminat, tkanina, sanacija, ojačanje, primena, fizičko-mehanička svojstva, betonske konstrukcije.

APPLICATION POSSIBILITIES OF CFRP SYSTEM "SIKA" FOR STRENGTHENING AND REPAIR OF CONCRETE STRUCTURES

Summary:

The results of authors' own laboratory testing of two CFRP strip types - Sika CarboDur Plates and SikaWrap fabrics are presented in this paper. Also, the adhesion of these CFRP strips to concrete was tested. The obtained experimental results show that the tested system can be successfuly applied for strengthening/repair of concrete structures. Also, some examples of CFPR application, with emphasis on their advantages and disadvantages compared to other strengthening/repair materials, are given.

Key words: carbon (CFRP) strips, plate, fabric(wrap), repair, strengthening, application, physical-mechanical properties, concrete structures.

[1] *Prof.dr, Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd*
[2] *Prof.dr, Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd*
[3] *Asist.mr, Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd*
[4] *Asist.prip., Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd*
[5] *Asist.prip., Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd*
[6] *Tehnički direktor, Sika d.o.o., Cara Dušana 207a, 11080 Zemun*

1. UVOD

Neprekidan razvoj čovečanstva i neprestana potreba za poboljšanjem i usavršavanjem svakodnevnog života doveli su do razvoja raznih tehnologija pripreme i obrade prirodnih materijala. Konvencionalni prirodni materijali - drvo, kamen, keramika i veštački materijali kao što su beton i čelik u svom "izvornom" obliku, sve manje su u stanju da zadovolje rastuće zahteve, pre svega u domenu trajnosti i efikasnosti. S druge strane, sintetički i kompozitni materijali se ubrzano razvijaju, zamenjujući "stare" materijale u mnogim oblastima zbog niza svojih prednosti (trajnost, laka obradljivost, cena, itd.).

U građevinarstvu, plastične mase su se u početku koristile prevashodno kao zaštita (hidro-, termo- ili zvučna izolacija), ali su ubrzo počele da se koriste i kao neophodni dodatak osnovnim materijalima (drvetu, keramici, betonu i čeliku) u cilju poboljšanja njihovih karakteristika.

Sa razvojem nanotehnologije otišlo se još dalje, tj. pronađeni su načini poboljšanja karakteristika samih plastičnih masa, što je konačni materijal – kompozit učinilo još trajnijim, otpornijim i jačim. Ovi savremeni materijali i tehnologije treba da, s jedne strane, povećaju eksploatacioni vek i pouzdanost novih građevinskih objekata, ali takođe, s druge strane, i da doprinesu efikasnijem, trajnijem i ekonomičnijem rešavanju sve brojnijih problema vezanih za sanacije, rehabilitacije i ojačanja već postojećih konstrukcija.

Kao jedno od sve češće primenjivanih rešenja u ovoj oblasti nameću se takozvani **CFRP** (**Carbon Fiber Reinforced Polymer**) kompoziti - koji se sastoje od krutih karbonskih vlakana visoke čvrstoće (kao mikroarmature), povezanih izuzetno čvrstom, hemijskim otpornom i trajnom sintetičkom smolom (kao matricom). To su gotovi fabrički proizvodi koji se najčešće javljaju u obliku traka, odnosno tkanina, proizvedenih na bazi vlakana prečnika 0,01-0,10 mm. Ovi proizvodi se isporučuju u različitim debljinama i širinama, a mogu da imaju praktično neograničenu dužinu (u rolnama). Kod traka (laminata), kod kojih su vlakna međusobno slepljena, debljine (t_f) se obično kreću do 3 mm, a širine (b_f) do 200 mm, dok su u slučaju tkanina njihove debljine manje od 1 mm, a širine najčešće 50-1000 mm. U okviru traka, vlakna su uglavnom orijentisana podužno-jednoaksijalno, dok kod tkanina njihova orijentacija može da bude jednoaksijalna ili biaksijalna.

Primena CFRP kompozita kao materijala za ojačavanje armiranobetonskih elemenata (a takođe i čeličnih, keramičkih ili drvenih), nudi dosta pogodnosti: niska sopstvena težina (nema značajnog opterećenja konstrukcije), upotreba i u ograničenom prostoru (tj. smanjeni troškovi za skele i ljudstvo), otpornost na različite tipove korozije, visoke mehaničke karakteristike koje se mogu «prilagođavati» u zavisnosti od zahteva korisnika, kao i velika mogućnost oblikovanja. Ovakvi materijali, u poređenju sa klasičnim građevinskim niskolegiranim čelikom na primer, imaju 4-6 puta nižu zapreminsku masu (1200-1900 kg/m^3) 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 CFRP može biti približno isti kao kod čelika (ili nešto veći), ali za neke tipove proizvoda ovo svojstvo može imati čak i do 10 puta niže vrednosti (20-300 GPa). Što se tiče izduženja pri lomu, ono je generalno od 5-10 puta manje nego kod klasičnog čelika (1-3 %) - videti sliku 1a.

I u našem građevinarstvu, prisutna je sve češća primena različitih sistema karbonskih traka ili tkanina, za ojačanje betonskih, zidanih ili drvenih konstrukcija. Ovo svakako podrazumeva i povećanu potrebu za eksperimentalnim ispitivanjima svojstava i kvaliteta predmetnih materijala i sistema, ali i proveru kompatibilnosti takvih rešenja sa postojećim (osnovnim) materijalima koje treba sanirati ili ojačati.

2. SPROVEDENA ISPITIVANJA

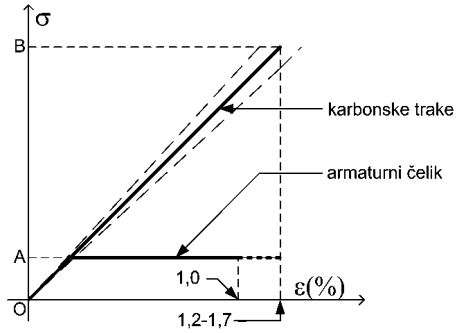
Ispitivanja o kojima je reč u okviru ovoga rada, obavljena su u Laboratoriji za materijale Instituta za materijale i konstrukcije Građevinskog fakulteta Univerziteta u Beogradu, u cilju određivanja bitnih fizičko-mehaničkih svojstava karbonskih traka-laminata pod nazivom Sika CarboDur Plates (karbonskim vlaknima armirani polimer) i traka-pletenih tkanina pod nazivom SikaWrap (jednosmerna pletena tkanina sa karbonskim vlaknima). Ovi navedeni materijali predstavljaju standardne komponente sistema za ojačanje/sanaciju konstrukcija proizvođača - firme Sika (Švajcarska). Predmetna ispitivanja su bila koncipirana, između ostalog, i tako da pokažu stepen kompatibilnosti između navedenih FRPC sistema i odgovarajuće betonske podloge - kao osnovnog materijala.

2.1. ISPITIVANJE KARBONSKIH TRAKA

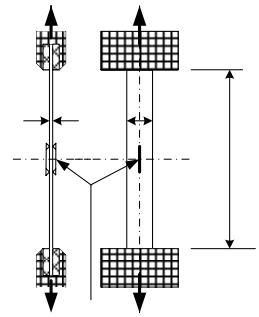
Ispitivanje je vršeno na tri trake tipa traka-laminata Sika CarboDur Plates (lepi se na konstrukciju putem epoksidnog lepka Sikadur-30) i jednoj traci tipa trake-tkanine SikaWrap (lepi se na konstrukciju putem epoksidnog lepka Sikadur-330), tj. u pitanju su:

- trake-laminati: Carbodur S1012 (t_f=1mm, b_f=12cm)
  Carbodur S1014 (t_f=1mm, b_f=14cm)
  Carbodur S1214 (t_f=1.2mm, b_f=14cm)
- traka-tkanina: Sika Wrap -230C (t_f=0.12mm, b_f=30cm)

Ispitivanje je podrazumevalo utvrđivanje dve bitne karakteristike predmetnih traka - modula elastičnosti (E_f) i čvrstoće pri zatezanju (f_z) - pa je u vezi sa tim primenjena dispozicija ispitivanja koja se daje na slici 1b. Deklarisane vrednosti navedenih karakteristika od strane proizvođača iznosile su: za trake (E_f≥165GPa, f_z≥2800MPa), a za tkaninu (E_f≥238GPa, f_z≥4300MPa).



Slika 1a. Uporedni radni dijagram za karboske trake i čelik



Slika 1b. Dispozicija ispitivanja karbonskih traka

Kao što se iz priložene slike vidi, uzorci za ispitivanje su putem prethodno zalepljenih limova na krajevima traka, u klasičnoj kidalici koja se koristi pri ispitivanjima materijala na zatezanje, izlagani rastućim silama P, sve do loma - kada se ostvaruje granična sila P_{gr}.

U konkretnom slučaju, a iz razloga merenja modula elastičnosti E_f, na trakama su formirane (zalepljene) i po dve baze za merenje dilatacija putem deformetra sa bazom

100mm. Na taj način je omogućeno da se pri unapred usvojenim silama P_1 i P_2, na trakama izmere po dve dilatacije ε_{levo} i ε_{desno}, i da se na osnovu toga dobije merodavna prosečna vrednost elastične dilatacije $\Delta\varepsilon_{sr}$ koja odgovara promeni napona $\Delta\sigma = \sigma_2 - \sigma_1$.

S obzirom na sve do sada rečeno, a oslanjajući se na činjenicu da su radni dijagrami tretiranih karbonskih traka praktično u celokupnim naponskim područjima pravolinijski, modul elastičnosti E_f je dobijen primenom sledećeg izraza:

$$E_f = \Delta\sigma / \Delta\varepsilon_{sr} \qquad (1)$$

Što se, pak, tiče čvrstoće pri zatezanju, kod svih karbonskih traka primenjen je poznati obrazac:

$$f_z = P_{gr} / F_f \qquad (2)$$

U tabeli 1. prikazuju se rezultati ispitivanja dobijeni saglasno napred datim objašnjenjima.

Tabela 1. Rezultati ispitivanja na zatezanje

Uzorak br.	Tip trake $F_f(cm^2)$	P_1/σ_1 (kN/MPa)	P_2/σ_2 (kN/MPa)	$\varepsilon_{levo}/\varepsilon_{desno}$ $\Delta\varepsilon_{sr}$ (‰)	E_f (GPa)	P_{gr}/f_z (kN/MPa)
1	Carbodur S1012 F_f=1,20cm^2	120 1000,0	150 1250,0	1,56/1,37 1,465	**170,6**	**369** **3075**
2	Carbodur S1014 F_f=1,40cm^2	120 857,1	150 1071,4	1,36 /1,20 1,280	**167,4**	**395** **2.821**
3	Carbodur S1214 F_f=1,68cm^2	150 892,8	200 1190,5	1,63/1,94 1,785	**166,8**	**476** **2833**
4	Sika Wrap -230C F_f=0,36cm^2	-	-	-	-	**109** **3028**

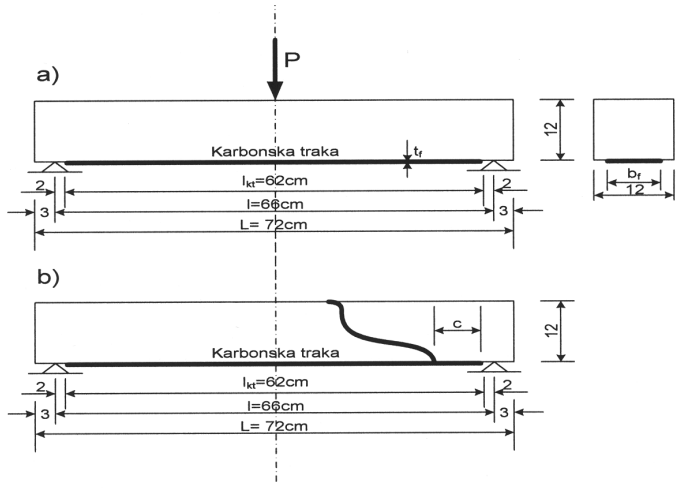
Napomena: Kod SikaWrap karbonske trake-tkanine nije bilo moguće odrediti modul E_f usled velikih deformacija istezanja i krivljenja-vitoperenja uzorka prilikom ispitivanja.

2.2. ISPITIVANJE PRIANJANJA KARBONSKIH TRAKA ZA BETON

Predmetno ispitivanje je sprovedeno primenom dispozicije ispitivanja prikazane na slici 2a. Kao što se vidi, karbonske trake koje su predmet ispitivanja, putem odgovarajućih epoksidnih lepkova proizvođača *Sika*, zalepljene su za betonske gredice preseka 12x12cm, dužine 72cm. Beton predmetnih gredica je odgovarao betonu marke MB 30. Na taj način dobijeni su uzorci tipa proste grede koji su neposredno iza oslonačkih tačaka duž raspona l = 66cm imali ojačanja u vidu zalepljenih karbonskih traka. Ovako formirani uzorci izlagani su rastućim silama P u sredinama raspona, pa je registrovana granična sila P_{gr} pri kojoj dolazi do loma.

U svim ispitivanjima, lom je nastupao na način predstavljen na slici 2b; do otkaza uzoraka dolazilo je tako što je u neposrednoj zoni jednog od oslonaca prvo "preko betona" otkidan deo trake dužine "c", da bi nakon toga nastupao lom po kosoj pukotini koja se proteže od donje do gornje zone betonskog uzorka. Pri ovome, deo trake izvan zone "c" ostajao je i dalje zalepljen za betonsku površinu. Navedena formulacija "preko betona", pak, podrazumeva da je u fazi loma dolazilo do otkidanja jednog tankog površinskog sloja betona debljine 3-4mm, što znači da je u datom sistemu *beton-lepak-traka,* beton uvek bio najslabiji medijum.

S obzirom na statički sistem uzoraka i na karaktere lomova o kojima je napred bilo reči, proizilazi da je kod svih uzoraka otkaz nastupao usled dostizanja granične vrednosti napona smicanja τ_{gr} na kontaktu traka-beton ostvarenom putem primenjenog lepka. Drugim rečima, u svim slučajevima o kojima je reč, za otkaz uzoraka bila je "odgovorna" transverzalna sila Q; ta sila je bila konstantna duž uzoraka i imala veličinu $Q = \pm 0{,}5P_{gr}$.
Može se izvesti sledeći izraz: $\tau_{gr} = 0{,}5P_{gr}/(0{,}9x12xb_f) = P_{gr}/21{,}6b_f$ (3)



Slika 2. Dispozicija ispitivanja prianjanja (2a) i shema otkaza (loma) uzoraka (2b)

U tabeli 2. prikazani su rezultati ispitivanja predmetnih uzoraka zasnovani na napred datim objašnjenjima i formulama.

Tabela 2. Rezultati ispitivanja prianjanja (athezije) karbonskih traka za beton

Uzorak br.	Tip trake	b_f/t_f (mm/mm)	P_{gr} (kN)	$\tau_{gr}=P_{gr}/21{,}6xb_f$ (MPa)
1	Carbodur S1012	100/1,2	42	**1,94**
2	Carbodur S1014	100/1,4	54	**2,50**
3	Carbodur S1214	120/1,4	62	**2,39**
4	Sika Wrap - 230C	300/0,12*)	32	**1,48**

Napomena: *) U datom slučaju traka-tkanina je dva puta presavijena, tako da je od jedne trake širine 300mm dobijena "trostruka" traka širine b_f = 100mm. Pri ovome je epoksidni lepak primenjen kako na kontaktu traka-beton, tako i između pojedinih slojeva presavijene osnovne trake.

3. PRIMENA CFRP KOD OJAČAVANJA I SANACIJE KONSTRUKCIJA

Zgrade, mostovi, putevi, rezervoari, hale i ostale građevine izloženi su stalnoj degradaciji pod uticajem spoljašnje sredine (razni tipovi zagađenja), starenju i zamoru samog materijala, kao i incidentnim događajima (zemljotres, udar automobila, eksplozija) a ako se tome dodaju slabo održavanje i loša izrada - vek trajanja konstrukcija može biti itekako smanjen u odnosu na projektovani. Rušenje dotrajalih i oštećenih objekata nekada je jedino rešenje, međutim to nije

uvek moguće izvesti zbog niza razloga od kojih je najvažniji ekonomski. Takođe, bitan je i vremenski faktor tj. «izbacivanjem» objekta iz upotrebe na neko vreme, bez adekvatne zamene, prouzrokuju se promene i u drugim sferama društva i okoline.

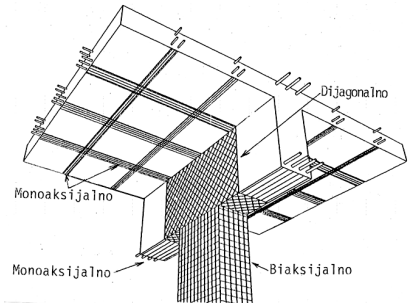
Često je potrebno povećati nosivost postojećih konstrukcija da bi se one prilagodile «novim» opterećenjima, što je slučaj kod objekata kojima se menja namena ili kod starih mostova koji su i danas u upotrebi, ali sa višim nivoom saobraćaja. Rešenje za većinu ovakvih problema nude karbonska vlakna (CFRP) čija primena u građevinarstvu stalno raste. Naime, ovakva rešenja se sve više koriste umesto alternativnih metoda i materijala, zbog svoje efikasnosti i jednostavnosti, iako su ponekad manje ekonomski isplativa.

Generalno gledano, CFRP se primenjuje u građevinarstvu na dva načina: za sanaciju, ojačanje i rehabilitaciju (sve zajedno - retrofitting) postojećih konstrukcija, ili kao alternativni materijal za armiranje (umesto klasične čelične armature).

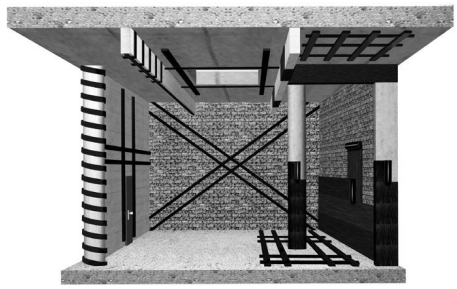
Konvencionalno ojačavanje «spoljnim» armiranjem korišćenjem čeličnih traka/ploča lepljenih epoksidom na površine greda i ploča u cilju poboljšanja karakteristika zategnute zone je dosta jednostavno i nije preterano skupo, ali ima veliku nepogodnost - a to je korozija čelika. Usled delovanja korozije, propadaju čelične trake, kao i njihova veza sa odgovarajućim elementom konstrukcije. Manipulacija teških ploča, neophodnost postavljanja skele, ograničenost u pogledu oblikovanja elemenata ojačanja (potreba za dodatnim vezama elemenata), dalo je CFRP trakama očiglednu prednost nad čeličnim.

Razni AB elementi mogu biti ojačani na zatezanje lepljenjem CFRP kompozita (pomoću epoksida) u zonama zatezanja, tako da su vlakna paralelna osi nosača (u pravcu napona zatezanja). Međutim primena CFRP u povećanju momenta nosivosti preseka nije jedina - vrše se i ojačanja otvora u pločama, osiguranja od glavnih napona zatezanja i torzije, seizmičko osiguranje elemenata, opasivanje rezervoara, osiguravanje veze greda-stub, smanjivanje deformacija (ugib,obrtanje) elemenata, itd. (slika 3 i slika 4).

Kod stubova imamo situaciju da je potrebno izvršiti ojačanje u pogledu povećanja nosivosti, krutosti i duktilnosti, što se uspešno rešava opasivanjem (jacketting) stuba dodatnim betonom ili čeličnim elementima, ali i CFRP tkaninama ili CFRP laminatima koji su daleko pogodniji zbog svoje otpornosti na koroziju. CFRP sistemi ne samo da povećavaju apsolutnu nosivost stuba, nego i ne menjaju bitno njegovu krutost, za razliku od konvencionalnih načina opasivanja. Takođe, ovakvim načinom osiguranja, povećava se i otpornost na izvijanje armaturnog čelika pod pritiskom.



Slika 3. Primena CFRP traka sa različitom orijentacijom vlakana



Slika 4. Primeri ojačanja različitih elemenata konstrukcije

Za razliku od čelika, koji posle izvijanja nastavlja da prima konstantan napon pritiska, CFRP se ponaša linearno elastično - samim tim povećavajući efekat opasivanja. Glavni ciljevi utezanja stubova su: sprečavanje betona od odlepljivanja, obezbeđivanje spoljašnjeg oslonca podužnoj armaturi (tj. sprečavanje njenog izvijanja), kao i povećanje nosivosti i kapaciteta deformacije betona.

Kod kružnih stubova vrši se obmotavanje na celoj površini, ili se stub obavija samo mestimično. Ako je u pitanju stub pravougaonog oblika, njegove ivice moraju se zaobliti u zavisnosti od specifikacije proizvođača. Ipak zbog svog oblika pravougaoni stub nije baš pogodan za ovakva ojačanja (moraju se koristiti CFRP veće debljine slojeva da bi se sprečili unutrašnja dilatacija i izvijanje šipki). Osim zaobljavanja ćoškova, moguće je spoljašnost stuba izmeniti dodatnim betoniranjem - do željenog oblika.

Postoji niz pravila koja treba da budu ispunjena, po pitanju samog elementa na kome se vrši ojačanje, a najbitnije je imati u vidu da CFRP *ne sprečava* postojeće probleme na elementu konstrukcije kao što su: korozija armature, procurivanje vode, nezaštićenost u odnosu na agresivnu sredinu, pa i o svemu tome treba dodatno voditi računa.

Takođe, ne treba zanemariti ni mane CFRP kompozita: za razliku od čelika, koji se ponaša elastoplastično, kompoziti su male duktilnosti, linearno elastični do samog loma (tj. nema plastične deformacije) niti značajnog izduženja koje bi upozorilo na lom. Cena materijala u odnosu na težinu, isto tako daje prednost čeliku. Neki od elemenata CFRP sistema nisu kompatibilni sa betonom u pogledu koeficijenta termičkog širenja, a takođe izlaganje visokim temperaturama dovodi do degradacije samog pre svega epoksidnog lepka, a zatim i samog CFR polimera.

4. ZAKLJUČCI

Na osnovu sprovedenih ispitivanja proizilaze sledeći zaključci:

- Osnovne fizičko-mehaničke karakteristike karbonskih traka Carbodur S1012, Carbodur S1014, Carbodur S1214 - modul elastičnosti i zatezna čvrstoća - po numeričkim vrednostima u potpunosti odgovaraju predmetnim karakteristikama materijala deklarisanim od strane proizvođača. Što se tiče tkanine tipa Sika Wrap-230C, usled velikih deformacija istezanja, kao i krivljenja-vitoperenja uzorka prilikom ispitivanja nije bilo moguće odrediti modul E_f, dok je čvrstoća pri zatezanju bila nešto niža od deklarisane.

- Na bazi prethodnog zaključka, može se smatrati da i ostali tipovi Sikinih karbonskih traka-laminata iz istog CFRP sistema, koji ovom prilikom nisu bili ispitivani, zadovoljavaju u pogledu karakteristika deklarisanih od strane proizvođača.

- Pri lepljenju traka Carbodur S1012, Carbodur S1014, Carbodur S1214 i Sika Wrap-230C za beton propisanog kvaliteta - marke MB 30, na način deklarisan od strane proizvođača (prethodna priprema površine betona, primena odgovarajućeg epoksidnog lepka, nanošenje lepka u sloju propisane debljine i dr.), dobijaju se čvrstoće pri smicanju spojeva *traka-beton* dovoljno veće od propisanih

minimalnih čvrstoća betona na "čupanje" pri ispitivanju "pull-off" metodom; naime, te čvrstoće treba da budu sledeće:

- pri lepljenju traka-tkanina ..... minimum 1,0 MPa;
- pri lepljenju traka-laminata ..... minimum 1,5 MPa.

Što se tiče mogućnosti primene ispitivanih CFRP sistema, može se zaključiti sledeće:

- Generalno, kod primene karbonskih traka treba obratiti pažnju na vezu između CFRP-a i betonskog elementa, jer od te veze uglavnom zavisi efikasnost sistema.

- Osim napred navedenih tehnoloških uslova, pri upotrebi CFRP sistema treba voditi računa i o termohigrometrijskim parametrima sredine - ambijenta, materijala koji se nanosi i same podloge. S tim u vezi, pri primeni navedenih sistema, neophodno je pridržavati se u potpunosti uputstava proizvođača (priprema slojeva, nanošenje na konstrukciju), a izvođenje sanacionih radova treba poveriti za to specijalizovanim i obučenim izvođačima.

- Ako se primenjuje na pravi način i pod unapred propisanim uslovima, ojačanje CFRP-om može da bude apsolutno kompetitivno sa drugim sistemima za ojačanja, kako u tehničkom, tako i u ekonomskom smislu.

- Međutim, iako primena CFRP kompozita u datoj situaciji može da bude tehno-ekonomski opravdana, treba imati u vidu i mane ovakvih sistema - jer oni nisu «čista» zamena za čelik ili neki drugi materijal. Bez obzira na visoke mehaničke karakteristike i druge pogodnosti, uvek treba obratiti pažnju i na pitanja trajnosti i funkcionalnosti, što se postiže pravilnim izborom i primenom odgovarajućeg sistema, kao i raznim vidovima njegove zaštite.

LITERATURA

[1] *Savremeni materijali za saniranje betonskih konstrukcija*/ Muravljov M., Aćić M.// Simpozijum SDGKJ, Vrnjačka Banja, 2000. godina, str. 133-144.

[2] *Fiber Reinforced Composites - Advanced Materials for the Renewal of Civil Infrastructure*/ Vistasp M. Karbhari, Frieder Seible// Applied Composite Materials, No7, 2000. godina, str.95-124.

[3] Task Group 9.3, *Externally bonded FRP reinforcement for RC structures,* fib CEB-FIP Bulletin 14, Switzerland, 2001.

[4] *Dodatno pojačanje građevinskih konstrukcija od armiranog betona i čelika pomoću karbonskih traka - Carbodur*/ Ginter Gros// I Naučno-stručni skup "Savremena teorija i praksa u građevinarstvu", ZIBL Banja Luka, 2005. godina, str. 35-44.

[5] *Održavanje i rehabilitacija betonskih mostova*/Muravljov M., Bajić D// Naučni skup "Integritet i vek konstrukcija", Beograd, 2007. godina.

[6] *Katalozi - tehnički listovi* proizvođača karbonskih traka – firme ”Sika”, Švajcarska.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Gordana Topličić-Ćurćić[1], Zoran Grdić[2]

UTICAJ RAZLIČITIH VRSTA DROBLJENIH MINERALNIH AGREGATA NA ČVRSTOĆU PRI PRITISKU BETONA MERENU SKLEROMETROM

Rezime:

Merenje površinske tvrdoće omogućava da se na dosta jednostavan način odredi orijentaciona vrednost čvrstoće pri pritisku. Ova metoda se u praksi zbog jednostavnosti vrlo često primenjuje. U radu je dat prikaz eksperimentalnog istraživanja uticaja različitih vrsta drobljenog mineralnog agregata na čvrstoću pri pritisku betona. Posebna pažnja je posvećena merenju čvrstoće betona sklerometrom i dobijene zavisnosti odskoka i čvrstoće su prikazane putem dijagrama. Spravljene su betonske mešavine sa četiri vrste drobljenog mineralnog agregata: krečnjakom, andezitom, diabazom i bazaltom.

Ključne reči: površinska tvrdoća, čvrstoća pri pritisku betona, sklerometar

INFLUENCE OF VARIOUS SORTS OF CRUSHED MINERAL AGGREGATES ON THE COMPRESSIVE STRENGTH MEASURED BY SCLEROMETER

Summary:

Measuring of the surface hardness makes it possible to determine the approximate compressive strength in a very simple manner. The paper presents an experimental research of influence of various sorts of crushed mineral aggregate on the compressive strength of concrete. Special attention is paid to measuring the concrete with concrete test hammer, and the obtained dependency of rebound and strength is presented in a diagram. Four different concrete mixtures were made applying four kinds of crushed mineral aggregate: lime, andesite, diabase, and basalt. It was established that for the same values of concrete strength, the value of rebound decreases with the increase of compressive strength of minerals used for aggregate.

Key words: surface hardness, compressive strength, concrete test hammer

[1] magistar, asistent, Građevinsko-arhitektonski fakultet, Niš

[2] doktor, vanredni profesor, Građevinsko-arhitektonski fakultet, Niš

1 UVOD

Merenje površinske tvrdoće omogućava da se na vrlo jednostavan način odredi orijentaciona vrednost čvrstoće pri pritisku. Metode koje se zasnivaju na korelaciji između čvrstoće i površinske tvrdoće betona imaju niz nedostataka, međutim i pored ovoga, one se u praksi, baš zbog izuzetne jednostavnosti, vrlo često primenjuju. Glavni nedostaci nedestruktivnih metoda (ultrazvuk, rezonantna frekvenca, gama – zračenje, merenje površinske tvrdoće, metoda lokalne destrukcije, magnetne metode itd.) vezani su za činjenicu da se merenje vrši na površini materijala, gde beton u opštem slučaju nema jednake karakteristike kao njegova masa u unutrašnjosti. Ovo se javlja iz nekoliko razloga:

- usled efekta zida,
- usled često nedovoljno dobrog kompaktiranja svežeg beton u okviru relativno tankih zaštitnih slojeva betona između armature i oplate (ovo je naročito izraženo kod jače armiranih konstrukcija),
- usled različite nege koja se po pravilu sprovodi kvašenjem površina betona, tako da postoji mogućnost nastanka značajnih razlika u kvalitetu površinskog sloja betona i mase u unutrašnjosti.

Jedan od mogućih ozbiljnih nedostataka metode sklerometra je i značajna disperzija rezultata ispitivanja do koje dolazi zbog varijacije tvrdoće betona na različitim ispitnim mestima na površini istog elementa. Veličina odskoka kod metode sklerometra takođe zavisi i od rasporeda i udaljenosti krupnih zrna agregata od površine betona, pa i od iskustva ispitivača. Ovi nedostaci se delimično prevazilaze tako što se ispitivanja, s obzirom da su ona brza i jednostavana, sprovode na većem broju ispitanih mesta po određenoj šemi. Na ovaj način se dolazi do većeg skupa podataka u okviru kojeg se može primenom matematičke statistike dobiti rezultat značajne pouzdanosti. Površina za ispitivanje mora da bude oko 400 cm^2. Površine sa grubom teksturom, meke površine ili površine sa labavim malterom moraju se glatko izbrusiti upotrebom abraziva. Površine oformljene glatkom oplatom ili površine obrađene mistrijom ispituju se bez brušenja (SRPS U.M1.041:1998). Najmanje četrnaest očitavanja mora biti uzeto sa svakog ispitnog mesta. Međusobno rastojanje između dva udarena mesta ne sme biti manje od 25 mm, a sva moraju od ivice betonskog elementa biti udaljena najmanje 30 mm.

2 EKSPERIMENTALNI DEO

Za spravljanje betona korišćena je samo jedna vrsta cementa i to 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 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. 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. U ovom radu su prikazani rezultati ispitivanja dobijeni samo na betonima kod kojih je sitan agregat kod svih betonskih mešavina bio poreklom rečni.

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 su urađena ispitivanja niza njegovih svojstava pri različitim starostima, ali su u ovom radu biti prikazani samo rezultati dobijeni sklerometrom.

3 REZULTATI ISPITIVANJA

Ispitivanje sklerometrom (utvrđivanje odskočnog broja) urađeno je pri starosti betona od 90 dana. Prilikom ispitivanja uzorci – betonske kocke su bile opterećene u presi stalnom silom od 300 kN. Rezultati ispitivanja dati su u tabeli 1.

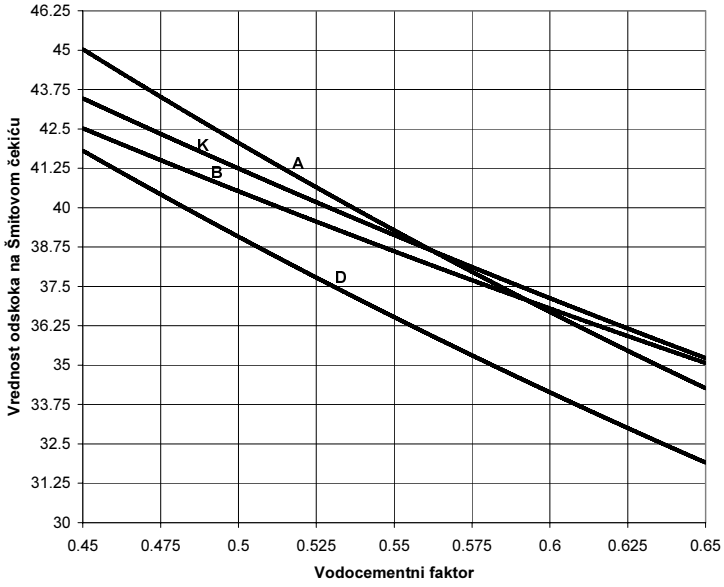
Tabela 1 – Vrednosti odskoka sklerometra i čvrstoća pri pritisku betona

	Vrsta krupnog agregata u betonu	Vodocementni faktor		
		0,45	0,55	0,65
Čvrstoća pri pritisku [N/mm^2]	krečnjak	51,0	47,8	33,4
	andezit	54,7	50,4	35.2
	diabaz	65,1	58,6	44,4
	bazalt	70,8	55,4	47,3
Prosečna vrednost odskoka	krečnjak	44,0	38,2	35,7
	andezit	44,9	39,5	34,2
	diabaz	41,8	36,6	31,9
	bazalt	41,8	39,9	34,5

Utvrđena je korelaciona zavisnost srednje vrednosti odskoka sklerometra od vodocementnog faktora u obliku eksponencijalne funkcije $y = a \cdot e^{b \cdot x}$, gde je y – srednja vrednost odskoka, a x – vodocementni faktor. Vrednosti koeficijenata a i b, kao i koeficijenti korelacije dati su u tabeli 2. Grafički prikaz predmetne zavisnosti dat je na slici 1.

Tabela 2 – Vrednosti koeficijenata a i b u eksponencijalnoj funkciji koja prikazuje zavisnost srednje vrednosti odskoka sklerometra od vrednosti vodocementnog faktora i odgovarajući koeficijenti korelacije

Vrsta krupnog agregata u betonu	Koeficijent		Koeficijent korelacije r^2
	a	b	
krečnjak	69,78	- 1,0517	0,9589
andezit	83,26	- 1,3659	0,9992
diabaz	76,82	- 1,3517	0,9997
bazalt	65,60	- 0,9635	0,9181



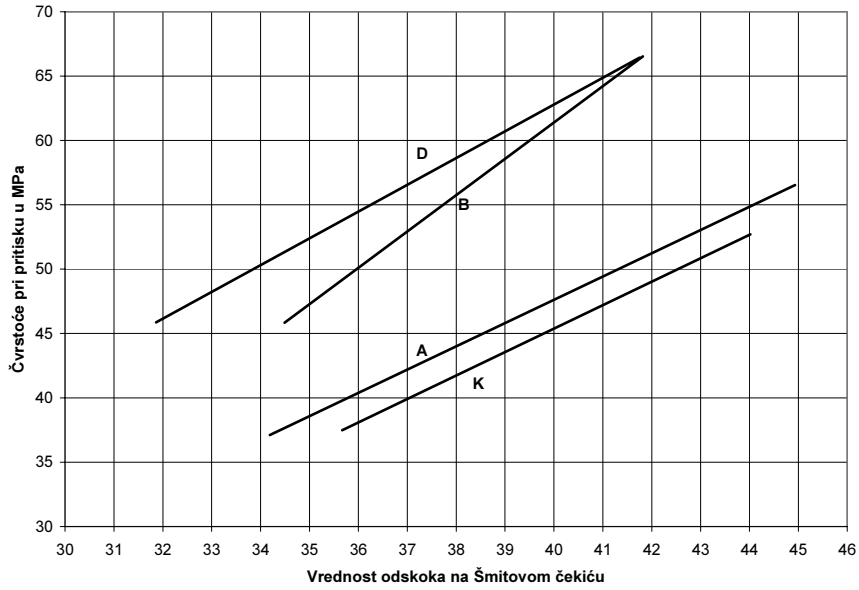
Slika 1 – Grafički prikaz zavisnosti srednje vrednosti odskoka sklerometra od vrednosti vodocementog faktora za betone spravljene sa različitim vrstama krupnog drobljenog agregata (D – diabaz, B – bazalt, A – andezit, K – krečnjak)

Takođe, analizirana je i zavisnost čvrstoće pri pritisku betona pri starosti od 90 dana u funkciji srednje vrednosti odskoka sklerometra. Ova zavisnost je utvrđena u obliku linearne funkcije $y = a \cdot x + b$, gde je y – čvrstoća pri pritisku, a x – srednja vrednost odskoka sklerometra. Vrednosti koeficijenata a i b, kao i koeficijenti korelacije dati su u tabeli 3. Grafički prikaz posmatrane zavisnosti dat je na slici 2.

Tabela 3 – Vrednosti koeficijenata a i b u linearnoj funkciji koja prikazuje zavisnost čvrstoće pri pritisku betona od srednje vrednosti odskoka sklerometra i odgovarajući koeficijenti korelacije

Vrsta krupnog agregata u betonu	Koeficijent		Koeficijent korelacije r^2
	a	b	
krečnjak	1,824	- 27,577	0,7003
andezit	1,809	- 24,752	0,8967
diabaz	2,079	- 20,370	0,9486
bazalt	2,822	- 51,470	0,8130

Kako se iz tabela 2 i 3 može videti koeficijenti korelacije su vrlo visoki što ukazuje na jaku vezu između posmatranih parametara, pri čemu i grafički prikazi na slikovit način prikazuju posmatrane zavisnosti.



Slika 1 – Grafički prikaz zavisnosti čvrstoće pri pritisku betona od vrednosti odskočnog broja sklerometra za betone spravljene sa različitim vrstama krupnog drobljenog agregata (D – diabaz, B – bazalt, A – andezit, K – krečnjak)

4 DISKUSIJA REZULTATA I ZAKLJUČCI

Sa slike 1 je očigledno da se sa povećanjem vodocementnog faktora vrednost odskočnog broja sklerometra smanjuje. To je očekivan trend imajući u vidu da se, pod ostalim nepromenjenim uslovima kakvi su bili u eksperimentu, sa povećanjem vodocementnog faktora smanjuje čvrstoća betona pa samim tim i njegova površinska tvrdoća.

Takođe, može se uočiti da su grafici koji predstavljaju zavisnost odskoka sklerometra od vodocementnog faktora uglavnom ekvidistantni za opseg vrednosti vodocementnog faktora 0,45 do 0,525. Za ove vrednosti vodocementih faktora, imajući u vidu dozažu cementa i agregata, kao i konzistenciju svežeg betona (slabo plastična do plastična), očigledno je da vrsta drobljenog agregata ima određen uticaj na veličinu odskočnog broja sklerometra. U tom smislu, najveće vrednosti odskoka su izmerene kod betona spravljenog sa andezitom, zatim krečnjakom, a onda bazaltom i diabazom. Značajno je istaći da redosled postignutih čvrstoća pri pritisku ne odgovara prethodno navedenom redosledu veličina odskoka.

U slučaju većih vrednosti vodocementnog faktora, od 0,525 do 0,65, uticaj vrste agregata na veličinu odkočnog broja sklerometra postaje sve manji, odnosno za vrednost vodocementnog faktora 0,65 se praktično izjednačava. To je verovatno u vezi sa ostvarenom strukturom betona prilikom kompaktiranja betona u kalupove, u kojoj sada značajan udeo ima cementni kamen.

Ako se analizira zavisnost čvrstoće pri pritisku betona od srednje vrednosti odskočnog broja sklerometra može se konstatovati da su kod betona spravljenih sa agregatima sličnih čvrstoća pri pritisku (rezultati utvrđeni ispitivanjem kamena koji je korišćen za drobljenje) slične i

vrednosti odskočnog broja. To se može konstatovati za krečnjak i andezit, odnosno bazalt i diabaz. Takođe je utvrđeno da diabaz i bazalt, koji imaju nešto veće čvrstoće od krečnjaka i andezita, daju nešto niže vrednosti odskočnog broja naročito kod betona sa nižim vodocementnim faktorom. To ukazuje na činjenicu da veličina odskočnog broja zavisi u određenoj meri i od elastičnih svojstava primenjenog krupnog agregata.

Na osnovu prethodnih razmatranja mogu se izvesti sledeći zaključci:

- sa povećanjem vodocementnog faktora vrednost odskočnog broja se smanjuje što je očekivano,
- kod betona spravljenih sa nižim vrednostima vodocementnih faktora uticaj vrste i karakteristika agregata na veličinu odskočnog broja je značajniji nego kod betona koji su spravljeni sa većim vrednostima vodocementnog faktora,
- kao "prelomna" za prethodno tvrđenje može se, pod uslovima koji su vladali u eksperimentu, uzeti vrednost vodocementnog faktora 0,5,
- agregati sličnih svojstava korišćeni za spravljanje betona daju slične vrednosti odskočnog broja,
- ne postoji analogija između čvrstoće agregata (kamena od kojeg je drobljenjem dobijen agregat) i vrednosti odskočnog broja, tj. agregati većih čvrstoća ne daju obavezno veće vrednosti odskočnog broja,
- veličina odskočnog broja zavisi u određenoj meri od elastičnih svojstava krupnog agregata (kamena od kojeg potiču).

LITERATURA

[1] *"High-strenght concretes incorporating different coarse aggregates"* / G. Giaccio, C. Rocco, D. Violini, J. Zappitelli, R. Zerbino // ACI Materials Journal, 1992.

[2] *"Properties of cocrete"* / A.M. Neville // Pearson Education Limited, England, 2005.

[3] *"Concrete Technology"* / A.M. Neville, J.J. Brooks // Pearson Education Limited, England, 2005.

[4] *"Uticaj vrste mineralnog drobljenog agregata na čvrstoću pri pritisku betona"* / G. Topličić-Ćurčić, Z. Grdić // Naučno-stručni skup "Građevinarstvo – nauka i praksa", Žabljak, mart 2008.

[5] *"Istraživanje uticaja stepena ispunjenosti prostora između zrna agregata cementnom pastom na konzistenciju i čvrstoću betona"* / Z. Grdić, D. Petković // XXII Simpozijum JUDIMK, Niška banja, oktobar 2002.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Valentina Žileska-Pančovska [1], Meri Cvetkovska[2]

PROJEKTNI MENADŽERI U GRAĐEVINARSTVU I PROCES LICENCIRANJA U REPUBLICI MAKEDONIJI

Rezime:

Ko su projektni menađeri u građevinarstvu? Kako se oni biraju? Koji su problemi njihovog obrazovanja? Koji su problemi njihovog licenciranja? Dali oni imaju uticaj na makedonsko građevinarstvo? Koji su problemi povezani sa zakonodavstvom o projektnom menađmentu u građevinarstvu? Da bi se dobili odgovori na sva postavljena i nepostavljena pitanja, autori rada su sproveli neka istraživanja u vezi situacije u projektnom menađmentu u građevinarstvu u Republici Makedoniji. Rezultati tog istraživanja prezentirani su u ovom radu.

Kljucne reči: građevinski inženjeri, projektni menađeri u građevinarstvu, licence

CONSTRUCTION PROJECT MANAGERS AND THE PROCES OF LICENSING IN REPUBLIC OF MACEDONIA

Summary:

Who are construction project managers? How are they chosen? What are the problems about their education? What are the problems about their licensing? Do they have an impact on the Macedonian civil construction engineering as a whole? What are the problems connected with the construction project management regulations? To get answers for the mentioned and many unmentioned questions, the authors of the paper did some investigations about the construction project management situation in Republic of Macedonia. The results of that investigation are presented in this paper.

Key words: civil engineers, construction project managers, licensing

[1] Dr. Assoc. prof., Faulty of Civil Engineering, Skopje, Republic of Macedonia
[2] Dr. Assoc. prof., Faulty of Civil Engineering, Skopje, Republic of Macedonia

1. INTRODUCTION

The need for proper project management in the Republic of Macedonia has been acknowledged in the past. However, project management application and development was mainly based on the application and development of contemporary planning methods and techniques. The individual researches in important areas for quality construction project management are fairly small and the licensing process in the area of project management has not been established to date.

As a result of the described situation, the Macedonians construction practice is facing various problems. In order to perceive the major problems and reasons for occurrence, the authors of this article carried out an analysis of previous and present condition in the managing of construction projects in the Republic of Macedonia.

The results from the research are presented in this article. They have been systematized into several key group issues and problems. They refer to the following:

- Appointment of Construction Project Managers
- Education in the field of construction project management
- Certification and licensing of project managers in Macedonian civil construction engineering
- Construction Project Managers' impact on Macedonian civil construction engineering
- Regulations relevant for construction project management

2. ANALYSIS OF KEY PROJECT MANAGEMENT PROBLEMS IN MACEDONIAN CONSTRUCTION

2.1 APPOINTMENT OF CONSTRUCTION PROJECT MANAGERS

The process of licensing staff and Companies in the field of construction project management in Republic of Macedonia has not started yet. As a result, it is very difficult to identify staff and Companies that are competent in that field.

The analysis of the practical construction work in Macedonia indicates a great diversity regarding education and professional experience of project management staff, as well as the types of companies they work for.

Depending on the participants employed in the realisation of construction projects, the project managers are classified into two groups: project managers participating in international projects and project managers participating in national projects.

1. In the Republic of Macedonia, project managers participating in the realisation of *international projects* are being chosen by each participant in the construction independently. In this fashion, each participant applies one's individual criteria and procedures for selection of such staff. The staff selected by international participants are usually foreign persons having appropriate certificates and licences, but the disadvantages of selecting such staff is the insufficient awareness of the actual situation by the staff, when carrying out construction works in Republic of Macedonia.

   It should be mentioned that the foreign participants in the construction of buildings, pursuant to the Law on Construction can undertake all the positions as the domestic participants.

Many times, national staff work as project managers for foreign Companies. The majority are civil engineers having experience with construction of buildings at home and abroad and are familiar with the planning, regulations, technical specifications and negotiations in the construction business, construction management and IT and have a good command of English.

It happens that Macedonian Companies take part in international projects abroad. However, it should be noted that in such cases not having a procedure of selecting certified and licensed project managers in the Macedonian civil engineering, creates large problems concerning their appointment and realisation of working tasks.

2. Project managers participating in the realisation of *national projects* are chosen by the Project Sponsor. As there is no established procedure for selection of project managers, the Project Sponsor is in a position to choose staff in line with one's own procedures. In most cases, Project Sponsors select project managers from their own category, who will be available in the period of project realisation. Depending on the type of project product/produce (usually construction building), the managing of the project is carried out by civil engineers. Sometimes, architects, economists, mechanical engineers or other workforce is appointed. Normally civil engineers having practical experience in construction, who have been previously involved in the realisation of similar projects and have some know-how from the principal areas of project management, are appointed. Unfortunately, workforce without prior necessary experience in project management is also selected. In rare cases are staff members not employed with the Project Sponsor appointed as project managers? If that happens, this is usually international staff, hardly ever Macedonian staff, predominantly civil engineers.

Concerning the responsibilities given to the Macedonian civil engineers as project managers, it can be assumed that there isn't any distinction with regard to the responsibilities assigned to project managers, regardless of whom they work for and who makes the selection.

These managers coordinate and supervise the construction process from the initiation of the construction project through final construction, making sure that the project gets done on time, within the project budget and the planned resources.

Construction managers direct and monitor the progress of project activities, sometimes through construction supervisors or other construction managers. They also work 'on call' 24 hours a day. Sometimes they work on several projects. In that case, they often work out of office. Usually they work under pressure because of the rapidly changing construction project environment, so most decisions are made at the job site. For large construction projects which are divided into many segments, construction project managers may plan, direct and coordinate the whole project or may be in charge of one or more of these segments.

2.2 EDUCATION IN THE FIELD OF CONSTRUCTION PROJECT MANAGEMENT

Although Macedonian construction companies and also the Macedonian construction public have recognized the necessity and importance of developing construction project management in Republic of Macedonia, there isn't any university which deals with graduate and post graduate programs of construction project management. During the studies, students acquire minimal education about the mentioned field of construction. Owing to that, graduate and post graduate students lack the necessary knowledge and practical experience. The only possibility for the students to direct their education in the field of construction project

management is to write their M.Sc. or Ph.D. theses in the mentioned field. Needless to say, there is a possibility for students to continue their education at universities abroad.

To create a better situation for education of construction project managers in Macedonia the Faculty of Civil Engineering in Skopje is in the initiation phase of creating a new master curriculum program in the field of Construction Project Management. It may be pointed out that adequate attention had not been paid to the other forms of education and training in the area of construction project management in the Republic of Macedonia. This indicates that the number of seminars, symposiums, congresses, conferences, workshops or similar forms for exchanging experiences in the field of construction project management in Macedonia is at a low level.

In addition, there have been neither activities on the part of the Chamber of Engineers and Authorized Architects for harmonizing and standardization of expressions and the knowledge fund compared to other countries, nor developed methodologies for application of construction project management and no guidelines and defined standardized educational programs for education and training in the mentioned area. As a result, Macedonian staff, especially civil engineers working as project managers has the minimum necessary knowledge, and use foreign concepts, models and standards for construction project management and their work is based on their own experiences, education and intuition.

2.3 CERTIFICATION AND LICENSING OF PROJECT MANAGERS IN MACEDONIAN CIVIL CONSTRUCTION

In accordance with the Law on Construction [1] " The investor can determine a person for construction management, who will on his/her behalf carry out all organisational works for monitoring the construction process, from idea, project, and building until obtaining approval for use, with financial and material supervising of means in the construction of buildings from first to third category..." "...The construction manager can be a person registered in the trade register for performing such activities, if s/he holds a license and has at least one person employed with authorisation in the architectural or civil engineering profession."

The aforementioned has not been achieved in practice. The main reasons for such situation are various problems that emerged with the beginning of the process of selecting construction managers. Due to this, the process was stopped and the Law on Construction is currently being amended. Another problem is that fact that the Republic of Macedonia lacks National Certification Program in the area of construction project management that would be in line with similar international programs. As a result, Republic of Macedonia does not have stages of competences and qualifications, as well as phases of the certification process. Furthermore, there is lack of manuals and training courses for candidates' preparation and Companies for the process of certification and licensing. The country has no accepted models, concepts and standards for quality of management with construction projects that would result from one's individual research, based on contemporary project management methods, techniques and software and that would correspond to the actual conditions for the project realisation, regulated by appropriate legal regulations. It may be noted that the individual research in the specific field is fairly small [2]. Hence, it should be emphasised that in the Macedonian construction practice there are different kinds of foreign concepts, models and standards used by foreign project managers, and also Macedonian employees working as project managers.

Many years ago, there was a Macedonian Association of Project Managers, but currently it does not exist. The main reason for that situation is the lack of licensed Macedonian

Construction Project Managers. It should be underlined that there are project managers in Republic of Macedonia with foreign licence. The majority of managers are also foreign managers, who have modest knowledge of the real construction situation in Republic of Macedonia.

2.4 CONSTRUCTION PROJECT MANAGERS' IMPACT ON CONSTRUCTION

In complex and dynamic conditions for realisation of construction projects, the civil construction engineers working as project managers have positive and negative impacts on the situation and the development of the Macedonian construction as a whole. The engagement as project managers has allowed civil construction engineers to become aware of the significance of education and licensing in the field of construction project management. The work has also enabled them to acquire experience in the construction project management area, to develop team spirit, to obtain other competencies, skills and practices particularly important for the good quality of construction project management. However, the majority of civil construction engineers, especially the ones that have gone through a positive experience from managing the realisation of projects, believe they can successfully manage all kinds of construction projects regardless of their nature and that they have become indispensable. They "keep" the acquired knowledge to themselves and rarely exchange know-how with other employees. Such employees have a negative impact upon the reputation of the Macedonian civil construction engineers, especially when participating in international project at home and abroad.

On the other hand, the competition on the international construction market is increasing day by day. Investors are searching for competent individuals and licensed Companies to manage projects, so that the investor can depend on and be confident in their performance. Therefore, the lack of project licenses in the Republic of Macedonia that would be internationally recognised has an impact upon the finding of work for the Macedonian construction Companies abroad, thus directly affecting the Macedonian civil construction business.

2.5 LEGAL REGULATIONS RELEVANT TO CONSTRUCTION PROJECT MANAGEMENT

Numerous domestic and foreign participants are included in the realisation of construction projects, especially the projects related to strategic investment buildings. The vast majority are technically equipped and staffed, possessing knowledge and experience related to project realisation. They are also capable of adjustment to the ever changing project realisation conditions. As a result, the experience to date from the realisation of construction projects in the country, point to the fact that well designed legal regulations, and in within its framework the Law on Construction is the basic prerequisite for efficient and cost-effective realisation of construction projects.

The present Law on Construction has been in effect since 2005. The analysis results indicate that there are significant paragraphs in almost all articles of the Law, concerning the management of construction projects realisation. However, insufficient attention has been paid to crucial issues relating to the management of construction projects. In order to improve the situation a *"Manual on the manner of issuing, extending and withdrawing of license to managers of constructions from first to third category"* was adopted, but, soon after the

Manual was removed from practise because of the numerous problems emerging in the construction practise.

Additional problems in the Macedonian construction practise occur because the terminology, expressions and levels of project documentation used in the Law on Construction are not harmonised with the contemporary EU regulations terminology. Such a situation results in occurrence of frequent problems in management of international project. As to the remaining relevant Macedonian legal regulations, they are also not focusing enough on the key issues concerning construction project management.

3. CONCLUSION

The situation analysis of construction project management pointed to the fact that the practical application of project management in the construction practise began in the 1960s. However, its development and functionality, especially after Macedonian independence was not progressing with the anticipated and required intensity. The process of certification and licensing of staff and Companies has not been established so far. Unified and standardised methodology for construction project managements, which would cover all the activities and phases of the project life cycle, is not applied. In addition, little attention has been paid to issues related to construction project management in the Law on Construction and the Manuals deriving from it, as well as in the remaining legal regulations. An additional problem is the fact that the expressions and the levels of project documentation and its scope are not harmonised with the contemporary EU regulations in the relevant field. Consequently, the Republic of Macedonia falls behind many European countries in terms of construction project management.

Some of the realised construction projects, among which are strategic construction projects have been managed inadequately. This had its effect on increasing expenses for project realisation and postponement of realisation deadlines. On the other hand, the problems caused by project management affected the finding of work for Macedonian civil construction engineers abroad, thus directly affecting the Macedonian civil construction business. Such situation in the Macedonian practise was a result of many subjective as well as objective reasons.

However, the fact that the public concerned with the area of construction is becoming aware of the need to take practical steps in order to improve the situation regarding education and licensing of Macedonian workforce especially civil engineers is encouraging. Furthermore, the inevitability of paying more attention to other significant issues and problems concerning construction project management was acknowledged. Their resolution will create conditions for eliminating the causes for many other problems emerging during realization of construction projects in Macedonia. Condition will also be created for quality, cost-effective and efficient construction of building at home, and the possibilities for international cooperation of the Macedonian civil construction engineering aboard will be increased. All this will allow faster integration of the Macedonian civil construction engineering within the EU civil construction.

REFERENCES

[1] *Law on Construction* / Assembly of the Republic of Macedonia // Official Gazette of the Republic of Macedonia. No. 51, 2005, Pg.4

[2] *Project Management in Construction of Investment Facilities - Theoretical Aspects* / V. Zileska-Pancovska // Faculty of Civil Engineering, Skopje, 2006, pg.2-2

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Tatjana Kočetov Mišulić [1], Marija Vujaković [2]

EVROPSKA INFRASTRUKTURA KVALITETA, SERTIFIKACIJA PROIZVODA I CE ZNAK U GRADJEVINARSTVU

Rezime:

U radu su dati principi evropske infrastrukture kvaliteta i ukazano je na evropski sistem standardizacije i njegov značaj za privredu. Posebno je istaknuta veza Evrokodova za projektovanje i izvođenje konstrukcija sa Sistemom sertifikacije proizvoda u gradjevinarstvu i CE oznakom, u smislu integralnog uklapanja u evropski sistem kvaliteta i preduslova za izlazak na tržište EU u svim vidovima građevinarstva.

Ključne reči: evropska infrastruktura kvaliteta, proizvodi u građevinarstvu, sertifikacija proizvoda, CE znak

EUROPEAN QUALITY INFRASTRUCTURE, PRODUCT CERTIFICATION SYSTEM AND CE MARKING OF CONSTRUCTION PRODUCTS

Summary:

The principles of Quality infrastructure in European Union are given in the paper, with higlights on standardization and certification system, and regarding to their impact on national commerce. The relation between Structural Eurocodes and Constraction products certification system, as well as CE-marking, is pointed out regarding to their integral importance in EU quality system and as a precondition of presence of domestic civil engineering and construction products on EU market.

Key words: European quality infrastructure, construction products, product certification system, CE marking

[1] mr, dipl.građ.inž., Fakultet Tehničkih Nauka, Departman za građevinarstvo, Novi Sad
[2] dipl.maš..inž., Izvršno Veće Vojvodine, Sekretarijat za privredu, Novi Sad

1. UVOD

Domaća građevinska javnost, naročito projektantska i izvođačka, je svakako bila kontinuirano upoznata sa naporima vezanim za proces implementacije Evrokodova za konstrukcije u Srbiji: od vizionarskog iskoraka 1995. kada su objavljeni prevodi prvih dostupnih verzija – predstandarda osnovnih delova Evrokodova (ENV) i manjeg broja pratećih standarda (prEN), preko formiranja Edicije - biblioteke Evrokodova za konstrukcije i Jugoslovenskih pravilnika i standarda u oblasti građevinskog konstrukterstva 1997., do obnovljenih aktivnosti 2005.: prevoda usvojenih delova Evrokoda 0, Evrokoda 2, Evrokod 3, Evrokoda 4 – prvi korak od početka konverzije ENV predstandarda u EN standarde (EC), 2006.: Evrokoda 6, i 2007.: pokretanja projekta prevoda ostalih Evrokodova (nosioci i učesnici GF Beograd, IKS, DKS, ISS, resorna ministarstva, ostali fakulteti i naučne institucije Srbije). Rezultat ovog procesa, koji se ostvarivao i dalje realizuje kroz publikacije, savetovanja i seminare, je da su graditelji iz zemlje i okruženja u prihvatljivoj meri upoznati sa savremenim iskustvima i tendencijama u EU regulativi u građevinarstvu, da je ona delimično uvedena u nastavu na fakultetima, a da su. pojedinci ili preduzeća, delimično ili u celini, projektovali i učestvovali u građenju značajnih objekata prema ovoj regulativi. Kao uočeni nedostatak se svakako može navesti sporost u praćenju napretka odnosno nedovoljna ekonomska osnova za širu simultanu primenu i upoređenje EC sa domaćom regulativom, a u smislu određivanja Nacionalno definisanih parametara i implementacije u Nacionalne anekse.

Paralelno, razna proizvodna preduzeća i fabrike u našoj zemlji upoznata su sa, ili su već uvela, sistem kvaliteta ISO 9000 u svoj proizvodni proces. Mnoga od njih pripadaju građevinskoj oblasti u najširem smislu. Kao jedini preostali, ali svakako ne mali, već naprotiv - velik i esencijalno važan segment implementacije evropskog sistema kvaliteta za razvoj privrede, je segment sertifikacije građevinskih proizvoda. Ovaj segment, prvenstveno bitan za industriju građevinskih materijala u cilju izlaska na EU tržište, često je veoma važan projektantima u smislu izbora odgovarajućeg materijala za pojektovanje i favorizovanja domaće proizvodnje kroz projektnu dokumentaciju, a izvođačima u smislu efikasnijeg, pouzdanijeg, bržeg i jevtinijeg izvođenja radova sa domaćim materijalima i proizvodima.

2. PRINCIPI INFRASTRUKTURE KVALITETA U EU

Načelno gledajući, standardizacija kao preduslov kvaliteta predstavlja dobrovoljan proces zasnovan na konsenzusu postignutom između različitih, ekonomski povezanih aktera (industrije, malih i srednjih preduzeća, korisnika i potrošača, radnika, nevladinih organizacija koje se bave zaštitom životne sredine, predstavnika vlasti i dr.) i sprovode je nezavisna tela za standardizaciju na nacionalnom, evropskom i internacionalnom nivou.

Evropska unija, na osnovu konsenzusa među zemljama članicama, od 80-tih godina XX veka, čini napore u razvoju sistema standarda u svim oblastima društva i privrede sa ciljem unapređenja zakonodavstva i usvojene politike napretka, a koje sprovodi preko evropskih organizacija za standardizaciju CEN, CENELEC i ETSI. Princip standardizacije čini osnovu evropske infrastrukture kvaliteta, a instrumenti preko kojih se ostvaruje usvojena politika kvaliteta u EU i kojima Savet Evrope i Evropksa komisija rukovode u oblasti kvaliteta su:

- **Propisi** (nakon donošenja odmah primenljivi u svim zemljama članicama, sa određenim terminom povlačenja nacionalnih propisa i bez potrebe posebne nacionalne implementacije);

- **Direktive** (upućuju se svim zemljama članicama koje moraju da ih implementiraju u svoje nacionalne zakone u određenom vremenskom periodu);
- **Odluke** (upućuju se jednoj ili više zemalja članica, zakonskim predstavnicima ili ovlašćenim osobama, pri čemu o načinu implementacije odlučuje zemlja članica);
- **Preporuke i Mišljenja** (upućuju se državama članicama ili zakonskim predstavnicima ili ovlašćenim osobama, nisu obavezujuće, ali se, saglasno duhu politike EU, uvažavaju prilikom usvajanja zakonske regulative).

Jedinstveno evropsko tržište počiva na 4 (četiri) osnovna principa slobode protoka: roba, osoba, usluga i kapitala, pri čemu se tehničke barijere izazvane različitim zahtevima za proizvodnju ili različitim postupcima (procedurama) ocene podobnosti odgovarajućeg proizvoda prevazilaze kroz harmonizaciju zahteva kvaliteta i međusobno prepoznavanje ocene kvalitata sistemom uspostavljenim među zemljama članicama.

Proces standardizacije u Evropi započeo je sa ciljem ostvarivanja jedinstvenog tržišta roba, ali je tokom godina obuhvatio i oblasti usluga, tržišnog nadmetanja i konkurencije, informacionih tehnologija, javnih nabavki, životne sredine, transporta, energije, hrane, medicinskih usluga, zaštite potrošača, itd.

U procesu razvoja EU sistema kvaliteta, svaki od instrumenata je doživljavao određene konceptualne izmene: Propisi u oblasti građevinarstva (sistem Eurocodes) su godinama usaglašavani između zemaljama članica, uz poštovanje najnovijih istraživanja i naučnih dostignuća. Najveće konceptualne izmene desile su se u oblasti Direktiva, gde se od prvobitnog pristupa koji je podrazumevao definisanje detaljnih zahteva u u svakom dokumentu – standardu (tzv. „Stari pristup“ - *Old Approach*), 1985. prešlo na tzv. „Novi pristup“ (*New Approach*), u kome se u okviru direktiva za različite grupe proizvoda (usluga) daju tražene zaštitne mere u formi osnovnih zahteva (*Essential Requirements ERs*), dok se detaljni zahtevi izlažu u harmonizovanim (međusobno usaglašenim) evropskim standardima (*harmonized Europian Standards hENs*). Ovaj novi pristup prvi put uvodi i označavanje proizvoda CE znakom, kojim proizvođač naglašava da je njegov proizvod zadovoljio osnovne zahteve (ERs), kao i postupke dobijanja potvrde saglasnosti svog proizvoda sa svim relevantnim EU direktivama. Nekoliko godina kasnije, 1990., usvojen je tzv. „Globalni pristup“ *(Global Approach)*, koji u zakonsku oblast kvaliteta uvodi Modularni koncept i Notirana tela (nominovana od strane država članica) kao garanta autoriteta za poslove i procedure ispitivanja, inspekcije ili sertifikacije u oblasti odgovarajuće direktive.

Modularni koncept, kroz 7 definisanih modula, daje mogućnost dostizanja različitih nivoa saglasnosti proizvoda sa zahtevima definisanim u Direktivama, prema različitim procedurama, a čija kompleksnost i strogost primene zavisi od nivoa rizika vezanog za određeni proizvod.

Na ovom nivou razvoja standarda u EU postavljeni su novi imperativi:

- razvoj novih standarda za potrebe tržišta u prihvatljivom vremenskom okviru;
- dostupnost adekvatne ekspertize u procesu standardizacije;
- najšira primena standarda i kontinualno praćenje u cilju ostvarivanja povratne sprege - sagledavanje rezultata standardizacije i ekonomskih posledica;

a u oblasti komunikacija među sertifikacionim i akreditacionim telima, kao i proizvođačima, dozvoljava se mogućnost međusobne saradnje u smislu sklapanja ugovora o saradnji i priznavanju odgovarajućih atesta i sertifikata. Ispunjavanje uslova u obaveznom (mandatornom) obliku, kao i domenu dobrovoljne međusobne saradnje, regulisano je sistemima kvaliteta EN ISO 17000 i EN ISO 9000.

3. DIREKTIVA O PROIZVODIMA ZA GRAĐENJE

Građevinarstvo kao kompleksna delatnost podrazumeva usluge i procese (od projektovanja do izvođenja), kao i ugradnju gotovih proizvoda, pri čemu je završni rezultat proizvod koji treba u svakom pogledu da zadovolji projektovan kvalitet, sigurnost, kao i krajnjeg korisnika. Uslovljeno je zaštitom životne sredine, bitan je faktor održivog razvoja i neizostavno je procesno povezano sa drugim delatnostima (elektrotehnikom, mašinstvom, tehnologijom, transportom...). Građevinarstvo kao privredna grana je strateški jedna od najvažnijih, jer obezbeđuje objekte i infrastrukturu za sve ostale privredne i socijalne kategorije. U EU, u okviru ukupnog broja radnika zaposlenih u industriji, 30% radi u građevinarstvu. Takođe, 26 miliona radnika EU zavisi na različite načine od rada građevinskog sektora. Stoga su Standardi u oblasti građevinarstva EU jedni od najbrojnijih i najduže razrađivanih standarda sa ciljem obezbeđenja kvaliteta, sigurnosti, uporedivosti i kompatibilnosti.

CEN pokriva 17 proizvodnih grana – oblasti, pri čemu je građevinarstvo jedna od najsloženijih. CEN je do danas pripremio 28 direktiva za različite oblasti proizvoda, među kojima je i Direktiva Evropske komisije 89/106 EEC:1988 o Proizvodima za građenje - (*Construction Products Directive)* u kojoj se preciziraju zahtevi koje konstrukcija, materijali i gotovi proizvodi koji se ugrađuju u nju, moraju da ispune da bi bile podobne za upotrebu. Na standardima koji upotpunjavaju ovu Direktivu neprestano radi preko 50 Tehničkih komiteta. *Directive: 89/106/EEC Construction products* sardži preko 430 normativnih standarda sa osnovnim zahtevima i mnoštvo referentnih standarda na koje se ovi standardi pozivaju. Neke od ostalih direktiva se takođe mogu odnositi na građevinarstvo –npr. liftovi, zaštitna oprema i zaštita na radu, bojleri, žičare, železnica i dr..

Grupacije proizvoda na koje se odnosi *Construction products Directive* su:

- Stubovi za osvetlenje (AB, PN beton, čelik, aluminijum, plastika)
- Dimnjaci (...)
- Detektori požara, alarmni sistemi i protivpožarni uređaji
- Oprema objekata uređajima za evakuaciju + vrata, prozori ...
- Uređaji za kontrolu i signalizaciju u saobraćaju
- Vodovod, kanalizacija i sanitarije (cevi, tankovi, ...)
- Bojleri, grejna tela, kamini
- Staklo i proizvodi na bazi stakla u objektima
- Ploče i proizvodi na bazi gipsa
- Boje i pigmenti
- Termoizolacioni materijali
- Hidroizolacioni materijali
- Podne obloge
- Kamen, Agregati
- Cementi, Malteri, Kreč
- Opekarski i keramički proizvodi
- Beton i Betonski prefabrikati
- Čelik i proizvodi na bazi čelika
- Aluminijum i proizvodi na bazi Al
- Drvo i proizvodi na bazi drveta
- Ležišta i oslonci u konstrukcijama,.
- Geotehnički tekstil i zastori, podloge i završni slojevi kod puteva,.....itd.

4. SISTEM SERTIFIKACIJE PROIZVODA I CE ZNAK

U sistemu kvaliteta EU važno je pravilno razlučiti nekoliko termina:
Procena podobnosti (usaglašenosti) *(Conformity assessment)* - procena da je određeni proizvod, proces, sistem, osoba ili telo saglasan sa specificiranim zahtevima;
Sertifikacija *(Certification)* – atestiranje od strane nezavisnog učesnika vezano za proizvod, proces, sistem ili osobe (tj. Potvrda usaglašenosti - podobnosti);
Akreditacija *(Accreditation)* - atestiranje od strane nezavisnog učesnika vezano za telo koje vrši procene usaglašenosti u smislu formalne potvrde kompetencije (tj. Potvrda kompetentnosti);
Notifikacija *(Notification)* – nominacija (prijavljivanje) tela koje testira, sprovodi inspekciju ili sertifikuje od strane državnog organa zemlje članice Komisiji EU i drugim zemljema članicama sa ciljem omogućavanja rada u okviru delokruga jedne ili više EU Direktiva.

Sertifikaciju proizvoda u građevinarstvu, kao i u drugim oblastima, prema EU sistemu kvaliteta podrazumeva utvrđivanje saglasnosti sa zahtevima relevantnih harmonizovanih standarda u smislu svojstava, postupaka, procesa i određenih metoda ispitivanja (testiranja), kojih u oblasti građevinarstva ima preko 6000. Primena harmonizovanih EN standarda obično je bolji i direktniji način dobijanja „pretpostavke podobnosti“*(presumption of conformity)* tj. svojevrsne “upotrebne dozvole”za tržište EU, pogotovu za zemlje siromašne ekonomije i preduzeća sa malim ili nikakvim iskustvom na ovom tržištu. Generalno, pri sertifikaciji proizvoda postoji mogućnost zadovoljavanja samo opštih zahteva odgovarajuće direktive i razvoja, predlaganja i uvođenja novih metoda i procesa ispitivanja, odnosno predloga novih standarda, što je uglavnom vezano za države i firme sa jakom ekonomskom pozadinom. Sertifikacija proizvoda i odgovarajuća oznaka podobnosti obezbeđuje pouzdanu informaciju o pravom kvalitetu proizvoda (nezavisno od deklaracije proizvođača ili CE znaka) i ne može se zameniti sertifikacijom sistema upravljanja proizvodnjom prema ISO 9001. Sve faze i radnje vezane za sertifikaciju proizvoda (kontrola proizvodnje u fabrici, inicijalna inspekcija u proizvodnji i uzorkovanje, odgovarajuća ispitivanja svojstava proizvoda, nadgledajuće inspekcijske radnje i kontrolna testiranja) obavljaju akreditovane ustanove, laboratorije i inspekcijska tela, saglasno EN 45000 i EN ISO 17000, prema *European co-operation for Accreditation* (EA).

Direktiva za proizvode u građevinarstvu predstavlja kompleksan izazov u svojoj implementaciji. Suprotno drugim Direktivama, ovde su zahtevi za proizvode nisu dati direktno, već posredno, preko ispunjenja 6 zahteva za objekte izgrađene od građevinskih proizvoda, a koji se tiču
- Mehaničke otpornosti i stabilnosti,
- Protivpožarne sigurnosti,
- Higijene, zdravlja i životne sredine,
- Sigurnosti za upotrebu,
- Zaštite od buke,
- Ekonomičnog utroška energije.

Zavisno od značaja (rizika) odgovarajućeg konstrukcijskog proizvoda u odnosu na zahteve date za gotove objekte, primenjuje se modularni sistem ocene usaglašenosti proizvoda u građevinarstvu koji se svodi na 6, odnosno praktično 4 nivoa sertifikacije, što je opet različito u odnosu na sve druge grupe proizvoda (7 modula) na koje se odnose ostale direktive. Moduli sertifikacije kreću se od unutrašnje kontrole, planiranja, proizvodnje, uzorkovanja, nadgledanja i praćenja, do potpunog obezbeđenja kvaliteta.

CE znak predstavlja vidljivu oznaku na proizvodu za usaglašenost sa osnovnim zahtevima (ERs) jedne ili više EU direktiva. Znak je namenjen institucijama za nadzor tžišta EU i nije znak kvaliteta, sigurnosti niti stepena zaštite životne okoline. Nema komercijalno značenje i ne zamenjuje druge oznake na proizvodu. CE znak postavlja proizvođač ili njegov zakonski predstavnik u EU na sopstvenu odgovornost. Ovaj znak predstavlja preduslov ulaska proizvoda na tržište EU i njegovom postavljanju prethodi priprema odgovarajuće tehničke dokumentacije – mape proizvoda od strane proizvođača koji je dužan da izda (obezbedi) deklaraciju o usaglašenosti sa osnovnim odrednicama odgovarjućih relevantnih direktiva i označi proizvod. Postojanje CE oznake na pojedinačnom proizvodu posledično je bitno za izvođenje građevinskog objekta kao celine, projektovanog prema EC sa ugrađenim materijalima i proizvodima prema EN direktivama.

5. ZAVRŠNE NAPOMENE

Sertifikacija proizvoda i CE oznaka, saglasno sistemu kvaliteta EU, postaje veoma značajan i kompleksan problem naše građevinske industrije. Evropska infrastruktura kvaliteta je masivan sistem koji u mnogo čemu nije blizak domaćem, koji u svom ogromnom broju referentnih dokumenata obiluje skraćenicama i terminima sa kojima se naša stručna javnost često susreće po prvi put. Direktive o novom proizvodu često prevazilaze državne zakone i propise, a metode ispitivanja zahtevaju značajna finansijska ulaganja u savremenu opremu, kao i akreditovane laboratorije. Proces sertifikacije može biti neočekivano obiman i dugotrajan, postupak koji zahteva značajno angažovanje ljudskih i finansijskih resursa.

Kako problem nije moguće rešiti u celosti i u jednom aktu, smatra se da je potrebno na prvom mestu uočiti potencijale i odabrati prioritete, obezbediti strateška partnerstva, kao i podršku državnih i regionalnih institucija i tela. Sinhronizovane i koordinirane akcije sa paralelizacijom aktivnosti, tada mogu doprineti efikasnom prodoru na EU tržšte i konverziji EN u nacionalne propise na kvalitetan i promišljen način.

LITERATURA

[1] *Conformity Assessment and Marks: EU-Quality Infrastructure* / W. Hohnl // Austrian Standard plus - Certification, Vienna, July 2008, 58p.

[2] *www.on-norm.at*

[3] *www.cen.eu*

[4] *http://ec.europa.eu/enterprise/newapproach/nando/*

Napomena:
Izrada rada podržana je projektom "Šema poslovne standardizacije i sertifikacije (BSC)" u okviru Strateškog partnerstva AP Vojvodine i Austrian Development Agency ADA na Programu podrške privrednom razvoju.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Zoran Popović [1], Vladimir Popović [2]

SERTIFIKACIJA SISTEMA PREDNAPREZANJA U SKLADU SA EVROPSKIM TEHNIČKIM STANDARDIMA

Rezime

I ako je prednaprezanje danas uobičajena tehnologija u građevinskoj praksi, zahtevani rezultati se mogu obezbediti samo primenom potvrđenih sistema prednaprezanja. Ocena i sertifikovanje njihove usaglašenosti nisu propisani hEN, pa se regulišu sa ETA (*evropsko tehničko odobrenje*). Nosilac Sistema treba da obezbedi ETA za svoj sistem. Ono se priznaje u okviru EU, ali se ne mora automatski prihvatiti u ostalim zemljama, ukoliko ne postoji međudržavni ugovor o međusobnom priznavanju ovakvih dokumenata. U radu su obrađeni: regulativa EU, tela za donošenje, sadržaj ETA za sisteme prednaprezanja, kao i stanje u Srbiji.

Ključne reči: Sistemi prednaprezanja. ETA. Sertifikacija Sistema.

CERTIFICATION OF PRESTRESSING SYSTEMS IN ACCORDANCE WITH EUROPEAN TECHNICAL STANDARDS

Abstract

Even thought today prestressing is a common technology in construction practice, required results can be secured only by applying confirmed prestressing systems. Assessment and certification of their harmonization are not prescribed by hEN, and are therefore regulated by ETA (**E***uropean* **T***echnical* **A***pproval*). The holder of the System must secure ETA for its system. It is recognized within the EU, but does not have to be automatically accepted in other countries, unless there is a contract between states on mutual recognition of such documents. The paper discusses: EU regulatives, adoption bodies, ETA content for prestressing systems, as well as the status in Serbia.

Key words: Prestressing system. ETA. System certification.

[1] Dipl. građ. inž, glavni inženjer, Centar za tehnologiju građenja i konstrukcije, Institut IMS, Beograd, Bulevar vojvode Mišića 43, zoran.popovic@institutims.co.yu/zoran.m.popovic@gmail.com
[2] Dipl. građ. inž., CPI Rusija, odeljenje u Kirišuju, vladimir.z.popovic@gmail.com

1 UVODNE NAPOMENE

I ako je prednaprezanje već dobro poznato i uobičajeno u građevinskoj praksi, pozitivni rezultati se mogu ostvariti jedino primenom proverenih i tehnološki besprekornih sistema prednaprezanja. Termin *Sistem prednaprezanja* koristimo samo u slučaju kada je obezbeđena *usaglašenost* sa propisanim zahtevima relevantne tehničke regulative i kada ga realizuje tim *kompetentnog osoblja*. Podrazumeva se rad sa prihvaćenim i odobrenim komponentama, uz upotrebu odobrene opreme i doslovno poštovanje pravila primene Sistema, propisanim od strane autora/proizvođača.

U daljem tekstu razmatra se ocenjivanje usaglašenosti Sistema prednaprezanja u skladu sa evropskim tehničkim standardima.

2 STAVLJANJE U PROMET GRAĐEVINSKIH PROIZVODA U SKLADU SA REGULATIVOM EVROPSKE UNIJE

Na osnovu rezolucije Saveta Evrope o *Novom pristupu* u *tehničkoj harmonizaciji standarda* (85/C 136/01) doneta je 21.12.1989. Direktiva Saveta o usaglašavanju zakona, propisa i administrativnih odredbi država članica koji se odnose na građevinske proizvode: **C***onstruction* **P***roducts* **D***irective* 89/106/EEC – ***Direktiva za građevinske proizvode*** (u daljem tekstu: **CPD**). Ona predstavlja primer direktiva takozvanog *Novog pristupa*, kojima se zahteva da tehnički standardi omoguće osiguranje visokog nivoa bezbednosti u pogledu ***bitnih zahteva***, koji su utvrđeni u direktivama. **CPD** u Novom pristupu ima poseban položaj, jer svojim odredbama odstupa od nekih njegovih opštih karakteristika. Pre svega, ***bitni zahtevi se odnose na građevinske objekte, a ne direktno na građevinske proizvode***. Zbog toga nije moguće ocenjivanje usaglašenosti proizvoda bez upotrebe propisane *tehničke specifikacije*, odnosno, nije moguće »*direktno sertifikovanje*«.

Bitni zahtevi za građevinske objekte, koji, ako su propisani propisima o izgradnji građevinskih objekata, moraju da se ispune tokom celokupnog ekonomski opravdanog eksploatacionog veka objekta i koji mora da se uzmu u obzir prilikom utvrđivanja zahtevanih karakteristika građevinskih proizvoda, su:

1. mehanička otpornost i stabilnost;
2. zaštita u slučaju požara;
3. higijena, zdravlje i životna sredina;
4. bezbednost korišćenja;
5. zaštita od buke;
6. ekonomično korišćenje energije i čuvanje toplote.

Države članice EU su obavezne da preduzmu sve neophodne mere kako bi obezbedile da se proizvodi koji su predviđeni za upotrebu u građevinskim objektima, mogu stavljati u promet samo ako su pogodni za predviđenu upotrebu, odnosno ako imaju karakteristike koje omogućavaju da objekti u koje ti proizvodi treba da budu ugrađeni, montirani, primenjeni ili instalirani, ispunjavaju napred navedene ili samo neke od bitnih zahteva, naravno u onim slučajevima kada su i gde su ti objekti predmet propisa koji sadrže takve zahteve.

Zbog nemogućnosti «direktnog sertifikovanja», **CPD** je, pored ***Evropskih harmonizovanih standarda*** (u daljem tekstu: h**EN**), uvela novi oblik *tehničke specifikacije*: ***Evropsko tehničko odobrenje*** – **E***uropean* **T***echnical* **A***pproval* (u daljem tekstu: **ETA**).

ETA je pozitivna tehnička ocena pogodnosti proizvoda za predviđenu upotrebu, a zasniva se na ispunjavanju bitnih zahteva za objekte za koje se upotrebljava.

Ono se donosi na osnovu:

- bitnih zahteva za građevinske objekte,
- interpretativnih dokumenata (konkretizacija bitnih zahteva za građevinske objekte; upućivanje na zahteve za proizvode; klasifikacija zahteva) i
- stanja tehnike.

Tehničko odobrenje može da se dâ samo ako za određeni proizvod ne postoji harmonizovani standard ili mandat za njegovu izradu, odnosno ako proizvod značajno odstupa od harmonizovanog standarda.

Evropsko tehničko odobrenje se priznaje u okviru EU, ali se ne mora automatski prihvatiti u ostalim zemljama, ukoliko ne postoji međudržavni ugovor o međusobnom priznavanju ovakvih dokumenata.

Zahtevana svojstva, postupci ispitivanja i ocenjivanje usaglašenosti za sisteme prednaprezanja nisu propisani evropskim harmonizovanim standardom, pa se materija reguliše Evropskim tehničkim odobrenjima. Svaki proizvođač Sistema prednaprezanja treba da obezbedi **ETA** za svoj sistem.

3 TELA ZA DONOŠENJE ETA U EVROPSKOJ UNIJI

Smernice za evropsko tehničko odobrenje, u vezi sa određenim proizvodom i/ili grupom srodnih proizvoda, koju je donela *Evropske organizacije za tehnička odobrenja* (**E***uropean* **O***rganisation* **T***echnical* **A***pproval* – **EOTA**), izdaje Ministar kao posebnu publikaciju i osigurava da bude dostupna javnosti. Smernica prvenstveno uključuje:

- spisak odgovarajućih interpretativnih dokumenata;
- posebne zahteve za građevinski proizvod u okviru značenja bitnih zahteva za građevinske objekte;
- postupke ispitivanja;
- metode ocenjivanja i procenjivanja rezultata ispitivanja;
- postupke ocenjivanja usaglašenosti;
- rok važnosti evropskog tehničkog odobrenja.

Prema Članu 10 **CPD**, svaka država EU zvanično obaveštava članice i Komisiju o telima koje je ovlastila za izdavanje **ETA**. Tehničko odobrenje donosi telo koje ispunjava uslove Zakona i koje dobije «ovlašćenje» nadležnog Ministra. Kompetentnost za rad se ne proverava akreditacijom, već svaka država određuje način provere kompetentnosti. Najekonomičnije je uvođenje oblika «peer evaluation», prema kojem država koristi usluge eksperata iz tela koje je član **EOTA** i koji nakon uviđaja sastavi izveštaj o pronađenom stanju sa preporukama eventualnih korektivnih mera.

EOTA čine ***Ovlašćena tel****a* (**A***pproval* **B***odies* – u daljem tekstu: **AB**) imenovana od strane zemalja članica EU i zemalja EFTA koje su potpisnice EEA sporazuma za izdavanje **ETA**. Ovlašćeno telo donosi Evropsko tehničko odobrenje za građevinski proizvod za koji je utvrđeno da je podesan za svoju namenu.

Ovlašćeno telo za izradu **ETA** mora da je osposobljeno da:

- na osnovu naučnog i praktičnog značaja ocenjuje pogodnost novih građevinskih proizvoda za upotrebu;
- donosi nepristrasne odluke u odnosu na interese proizvođača i njihovih zastupnika;
- kroz objektivnu procenu upoređuje doprinose svih zainteresovanih strana.

Evropsko tehničko odobrenje se po pravilu daje na rok od pet godina.
Važnost **ETA** može da se produži.

4 SADRŽAJ EVROPSKOG TEHNIČKOG ODOBRENJA ZA SISTEME PREDNAPREZANJA

Evropsko tehničko odobrnje za Sistem prednaprezanja sadrži:

- Sertifikat (European Technical Approval No ETA – godina izdavanja/broj), u originalnoj verziji na službenom jeziku **AB**;
- Poglavlja koja se odnose na:
  - zakonsku osnovu i opšte uslove;
  - specifične uslove koji se odnose na **ETA**;
  - primenu **ETA**;
  - tehničke podatke Sistema za prednaprezanje.

4.1 ETA: ZAKONSKA OSNOVA I OPŠTI USLOVI ZA IZDAVANJE

Na onovu *Zahteva* proizvođača Sistema prednaprezanja/njegovog zastupnika, za izdavanje **ETA**, Ovlašćeno telo vrši ocenjivanje usaglašenosti, imajući u vidu sledeće:

1. Evropsko tehničko odobrenje se izdaje u skladu sa:
   - Direktivom Saveta 89/106/EEC od 21. decembra 1989. na bazi približavanja zakona, regulativa i administrativnih odredbi Zemalja članica koje se odnose na proizvode za građevinarstvo [1], modifikovanih Direktivom Saveta 93/68/EEC2 [2] i Regulativom (EC) br. 1882/2003 Evropskog Parlamenta i Saveta [3];
   - Dekretom broj 92-647 od 8. jula 1994. [4] vezano za podobnost upotrebe građevinskog proizvoda;
   - Zajedničkim proceduralnim pravilima za zahteve i izdavanje Evropskiih tehničkih odobrenja iznetih u Prilogu uz Odluku Saveta 94/23/EC5 [5];
   - **ETAG 013** [6], jun 2002, Kompleti za naknadno prednaprezanje konstrukcija.
2. **AB** je ovlašćeno da proverava da li su odredbe **ETA** ispunjene. Provera se može odvijati u proizvodnom pogonu/pogonima. I pored toga, odgovornost za usklađenost proizvoda sa **ETA** i za njihovu pogodnost za primenu ostaje na nosiocu **ETA**.
3. **ETA** se ne može prenositi na proizvođače ili predstavnike proizvođača, osim na one koji su navedeni u **ETA**, niti na proizvodne pogone, osim na one koji su navedeni u **ETA**.
4. **AB** može da povuče **ETA**, a u skladu sa članom 5 Direktive saveta 89/106/EEC.
5. Štampanje i distribucija **ETA**, uključujući elektronski prenos, mora biti isključivo u njegovom punom obimu. Međutim, delimično reprodukovanje se može vršiti uz pisano odobrenje **AB**. U tom slučaju se delimična reprodukcija mora označiti kao takva. Tekstovi i crteži reklamnih publikacija ne smeju biti u suprotnosti, niti smeju zloupotrebljavati **ETA.**
6. **ETA** se izdaje po odobrenju **AB**, na njegovom službenom jeziku/jezicima. Ta/te verzija/verzije odgovara/odgovaraju u potpunosti sa verzijom koju u upotrebu pušta **EOTA**. Prevodi na druge jezike se moraju označiti kao takvi.

4.2 ETA: SPECIFIČNI USLOVI

Specifični uslovi se odnose na konkretan Sistem prednaprezanja koji mora da ispuni uslove definisane u **ETAG 013**. **ETAG 013** se oslanja na 55 referentnih dokumenata: EC/EOTA dokumenta, evropski standardi (hEN, ENV i prEN), FIP vodiči i preporuke, ISO standardi, DIN, ASTM i dr. relevantna nacionalna dokumenta.

Ovo poglavlje **ETA** za Sistema prednaprezanja daje:

- Definiciju, namenu i radni vek proizvoda;
- Karakteristike i metode verifikacije proizvoda (neophodni zahtevi, prema **CPD**, Prilog I, koji se moraju ispuniti i verifikovati: 1. ***Mehanička otpornost i stabilnost*** i 3. ***Higijena, zdravlje i i životna sredina*** – *videti tačku 2, stav 4*);
- Ocenu, sertifikovanje usaglašenosti (s*istem sertifikacije* ***1***$^{+}$ *prema 98/456/EC6*) i označavanje proizvoda;
- Pretpostavke za povoljnu ocenu primenljivosti Sistema prednaprezanja u proizvodnja i primeni;
- Pakovanje, transport, skladištenje, servisiranje i dr.primena evropskog tehničkog odobrenja

Ovim aneksom Evropskog tehničkog odobrenja, u skladu sa **CPD** i **ETAG 013**, definišu se:

- Obaveze Nosioca **ETA**;
- Odgovornosti Nosioca **ETA** i Proizvođača Sistema prednaprezanja (propisan plan testiranja za komponente ankernih kotvi i ostalih sastavnih delova kabla, uključujući i injekcione smeše; inspekcijsko testiranje Sertifikacionog tela u cilju održavanja Sistema);
- Odgovornost Nosioca **ETA** i *Kompanija specijalizovanih za izvođenje prednaprezanja* primenom Sistema prednaprezanja u skladu sa Prilogom D **ETAG 013**.

4.3 ETA: TEHNIČKE SPECIFIKACIJE ZA SISTEM PREDNAPREZANJA

U ovom poglavlju **ETA** navode se potrebne tehniče specifikacije za Sistem prednaprezanja, potrebne za njegovu primenu. Definišu se:

- *Opšti podaci* (uvod, opšti principi sistema, domen primene, karakteristike čelika za prednaprezanje, kotve, oprema, karakteristike kablova, gubici sile prednaprezanja, posebne mogućnosti sistema);
- *Kotve* (opis komponenti kotvi, detalji kotvi, položaj kotvi na čelu nosača, armiranje ankerne zone, pričvršćivanje podložne ploče, postavljanje kotvi, zaštita kotvi);
- *Kablovi* (kablovi, zaštitne cevi);
- *Prednaprezanje* (oprema za prednaprezanje, procedura za prednaprezanje, merenje sile i izduženja, mere zaštite za vreme prednaprezanja);
- *Zaštita kablova* (oprema za zaštitu kablova, privremena zaštita kablova, trajna zaštita kablova, postavljanje cevčica za injektiranje i ozračivanje, operacija zaštite kablova);
- *Dokumentacija procesa prednaprezanja* (kvalitet čelika za prednaprezanje; uverenje o kvalitetu kotvi; prethodna ispitivanja sredstava za zaštitu kablova; zapisnici o krojenju i montaži kablova, zatezanju i zaštiti kablova; izveštaj o kontrolnim ispitivanjima čvrstoće injekcione smeše; uverenje o kvalitetu izvedenih radova i dr.);
- *Drugi podaci* u skladu sa regulativom EU i Nacionalnom regulativom.

5 ZAKLJUČNE NAPOMENE

Naš važeći «Pravilnik o tehničkim merama i uslovima za prednapregnuti beton» zahteva da Sistem prednaprezanja ima *potvrdu* (dokaz u skladu sa našim zakonom) o usaglašenosti sa Pravilnikom.

U trenutku predaje publikovanja ovog rada, na tržištu Srbije koristi se nekoliko inostranih sistema prednaprezanja, koji se primenjuju ***bez dokaza*** *o ispunjenja zakonskih uslova propisanih regulativom Srbije*.

Takođe se mora istaći i odgovornost izvođača radova prednaprezanja, kako to definiše ETAG 013.

ETA se priznaje u okviru EU, ali u Srbiji se *ne mogu automatski prihvatiti tehničke specifikacije izdate u inostranstvu*, ukoliko ne postoji međudržavni ugovor o međusobnom priznavanju.

Neophodno je da država, u oblasti građevinarstva, uvede red, pre svega, sa važećom regulativom, kao i da stvori pravni i institucionalni okvir za uređenje, donošenje regulative, usaglašene sa standardima EU, za stavljanje građevinskih proizvoda u promet, a time i sistema prednaprezanja.

LITERATURA

[1] *Official Journal of European Communities*, No. L 40, 11.2.1989, p.12

[2] *Official Journal of European Communities*, No. L 220, 30.08.1993, p.1

[3] *Official Journal of European Communities*, No. L 284, 30.3.2003, p.1

[4] *JORF*, 14.7.1992.

[5] *Official Journal of European Communities*, No. L 17, 20.1.1994, p.34

[6] *Guideline for European Technical Aapproval of Ppost-Tensioning kits prestressing of structures*, EOTA, june 2002.

[7] *Assessment of prestressing system harmonization in accordance with european standards* / Z. Popović, V. Popović // Zbornik radova, Drugi internacionalni naučno-stručni skup GNP 2008 Građevinarstvo - nauka i praksa, str. 757 – 762, Crna Gore, Žabljak, mart 2008.

[8] *Harmonization of national technical regulatives for concrete constructions with european regulatives* / Z. Popović // 12 international symposium Macedonian Association of Structural Engineers (MASE), strana 241 – 246, Makedonija, Struga, 27. – 29.09.2007.

[9] *Novi pristup u tehničkoj harmonizaciji i standardizaciji u oblasti građevinarstva*: *betonske konstrukcije* / Z. Popović, D. Milinković, R. Đurićić, B. Ilić // Zbornik radova, V naučno-stručno savetovanje Ocena stanja, održavanje i sanacija građevinskih objekata i naselja, str. 429 - 434 , Zlatibor 29.05. – 01.06.2007.

[10] *Ocenjivanje usaglašenosti čelika za prednaprezanje po zahtevima CPD* / Z. Popović, D. Milinković, M. Savić // Zbornik radova, 12. kogres jugoslovenskog društva građevinskih konstruktera, str. 179 – 184, Vrnjačka Banja, 27. – 29.09.2006.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Mišković Nenad[1]

OBNOVA GLAVNOG TERENA STADIONA F.K.„CRVENA ZVEZDA“

Rezime:

U sklopu priprema za Univerzijadu, a i sa obzirom na stanje glavnog terena stadiona Crvena zvezda, izradjen je projekat rekonstrukcije od strane nemačke firme „Baumann“Hausheim ispred koje je na izvodjenju radova angažovan inžinjer Bernd Trawni.Nadzor i izvodjenje projekta izvedenog stanja je poveren institutu „CIP“,a izvodjenje radova G.P.„Termotehna“ iz Beograda.Na terenu površine 8184m2 izvedena je nova podloga uz zamenu tla i postavljanje novih instalacija.

Ključne reči: Rekonstrukcija,F.K.„Crvena zvezda“

RECONSTRUCTION OF THE F.C. „RED STAR“ MAIN PITCH

Summary:

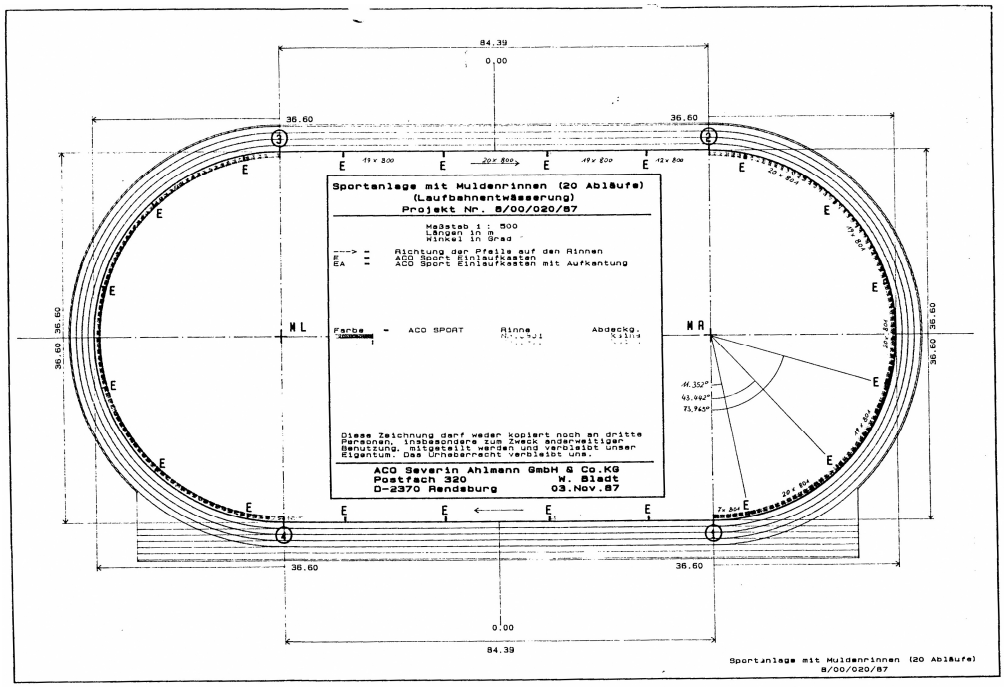
Due to impeding „Univezijada“, and to the fact that the main pitch on „Red star“ stadium was in poor condition, project was developed by the german firm „Baumann“ from Hausheim for which engineer Berndt Trawni was selected as a project leader. Project was carried out and overseen by „CIP“ institute while the engineering company „Termotehna“ was in charge of construction. Main pitch surface measuring 8184 square meters, its bottom layer and the installations were all replaced.

Key words: Rekonstruction,F.C.„Red star“

[1] Mišković Nenad, dipl.ing.građ. GP„Termotehna“Marije Bursać 44,Zemun

1. UVOD I TEHNIČKI OPIS

Glavni teren stadiona F.K.„Crvena zvezda“ je u potpunosti obnovljen uz skidanje busena i postojećih podbusenskih slojeva u debljini od 38cm. U toku izvodjenja radova geotehničkim ispitivanjima tla, koja su izveli stručnjaci „CIP“-a , utvrdjeno je da posteljica terena ne zadovoljava projektovanu nosivost, pa je izvršen dodatni iskop u sloju dsr=32cm i izvršena je zamena terena lomljenim kamenom sa upotrebom buldozera sa laserom povezanim sa geodetskim instrumentima radi postizanja projektovanih padova posteljice od 0,3% .Posteljica je mašinski sabijana valjkom i postignuta je projektovana zbijenost.Projektovani slojevi su: drenažni sloj sa frakcijama 0-16 debljine 10cm,filterski sloj sa frakcijama od 0-4 debljine 15cm i podbusenski sloj sa frakcijom 1 i 20% humusa.Uporedo sa radovima na izvodjenju nove podloge vršen je mašinski iskop instalacionih rovova.



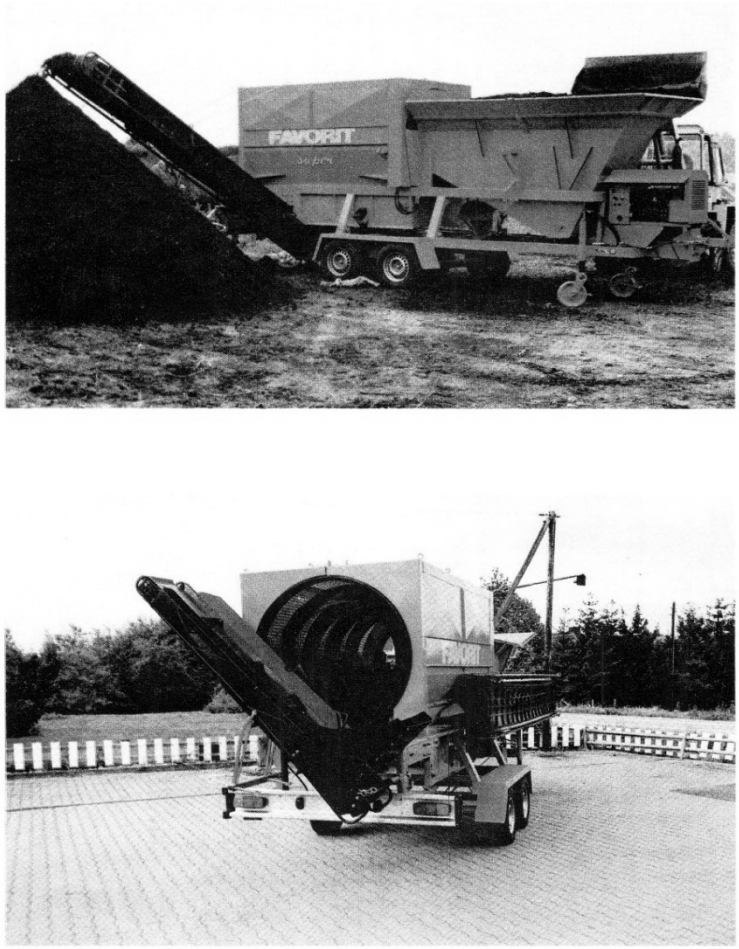
Slika 1- OSNOVA GLAVNOG TERENA

2. PRIPREMNI RADOVI

Izvodjač G.P.„Termotehna“je u sklopu pripremnih radova,zbog nemogućnosti korišćenja postojećeg tunela na severnoj strani stadiona, za ulaz gradjevinske mehanizacije (bageri,buldozeri,utovarivač,valjci) izveo privremeni gradilištni put preko istočne tribine od nabijenog tucanika.Zbog potrebne širine od preko 4m radnici F.K.„Crvena zvezda“ su izvršili demontažu plastičnih stolica na delu istočne tribine uz stepenište preko koga je vršeno

nasipanje tucanika. U postojećem glavnom rovu kišne kanalizacije pre nanošenja tucanika izvrčeno je postavljanje zaštite blažujkama i PVC folijom.Deo ogradnog betonskog zida je prošlican i srušen, a izvršena je i demontaža bravrske ograde u širini potrebnoj za ulaz gradjevinskih mašina na teren.

Za odvoz iskopanog materijala sa glavnog terena upotrebljeni su mali kamioni nosivosti 2m3 i traktori do gradilištne deponije formirane kod upravne zgrade S.D.„Crvena zvezda“ na nekadašnjem pomoćnom terenu ispod severne tribine.Sa privremene gradilišne deponije iskopani materijal se mašinski tovari u kipere i odvozi na gradsku deponiju.Na ovaj način je izvezeno preko 6.500 m3 materijala iz iskopa.



Slika 2 - MAŠINE ZA PROIZVODNJU BUSENA SA TRAVOM

3. GRADJEVINSKI RADOVI

Iskop je opisan u pripremnim radovima.Slična tehnologija je korištena i za zamenu tla i nanošenje projektovanih slojeva glavnog terena.Materijal potrebnih frakcija je transportovan kiperima do gradilištne deponije gde je vršen pretovar u mini vozila koja su kroz tunel prevozila isti do glavnog terena na kome je vršeno mašinsko nasipanje drenažnog sloja d=10cm i filterskog sloja d=15cm.Za podbusenski sloj je uvežena specijalna mašina-mešalica na kojoj je vršeno prečišćavanje humusa i mešanje sa frakcijom 1.Takav materijal sa 20% humusa se nasipa kao podbusenski sloj d=10cm.

Buseni sa travom su uveženi iz Nemačke i transport je izvršen hladnjačama.Za postavljanje busena je angažovana nemačka firma „Schwab“ specijalizovana za izradu sportskih terena sa svojom mehanizacijom.Za prevoz na glavni teren rolovanih busena korišćen je isti postupak od gradilištne deponije.Busene je viljuškar sa cevastom viljuškom ubacivao u mašinu-roler koja se koristila za postavljanje busena na podlogu,posle čega se busen uvalja i izvrši ručno „krojenje“.Ceo tok radova je geodetski ispraćen od strane stručnjaka „CIP“- koji su vršili i potrebna geotehnička ispitavanja,kao i stručni nadzor.Glavni nadzor gradjevinskih radova je vršio Milan Lukić d.i.g.

Slika 3 - POSTAVLJANJE BUSENJA SA TRAVOM

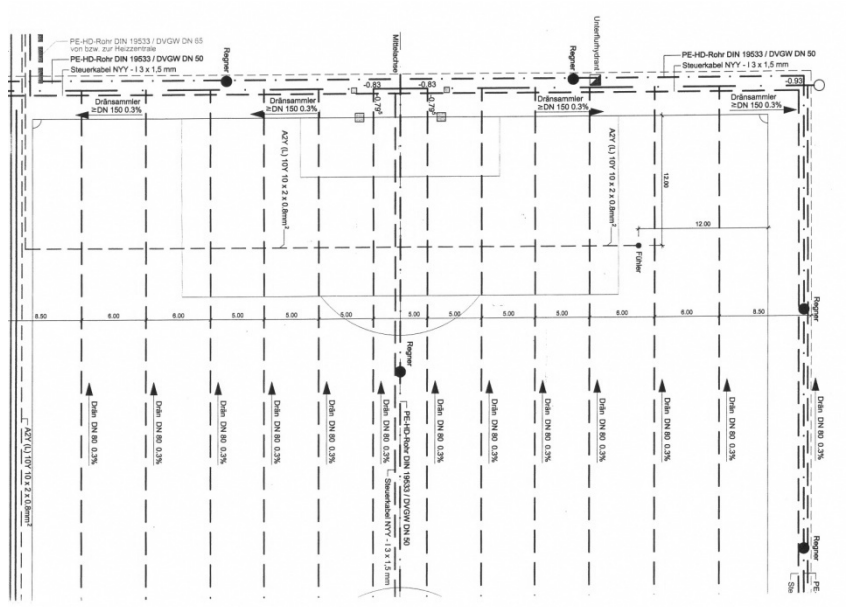
4. INSTALATERSKI RADOVI

Za drenažu se u uglovima terena demontirani postojeći AB šahtovi koji su zamenjeni PVC šahtovima Fi 300 spojenim na postojeći odvod kišne kanalizacije.Postojeće drenažne keramičke cevi su izvadjene zajedno sa iskopom i bile su postavljenje u sistemu riblje kosti.Primarna drenaža od PVC cevi Fi 160 u padovima ka ugaonim šahtovima u rovovima iskopanim po ivicama igrališta.Instalacioni rovovi širine i do 3,0m zbog mašinskog nivelisanja padova buldozerom sa laserom, na istoku,jugu i severu su iskorišćeni za postavljanje i drugih instlacija sem drenaže-u njima su postavljeni primarni vodovod Fi 80 i po 2 PVC cevi Fi 160 za elektoinstalacije potrebne za atletska takmičenja.U rovu na zapadnoj strani su postavljanje i termoinstalaterske cevi predizolovane Fi 160 kao primarni grejački razvod.Sekundarni grejački razvod je izveden preko drenažnog sloja PVC cevima u sistemu podnog grejanja.

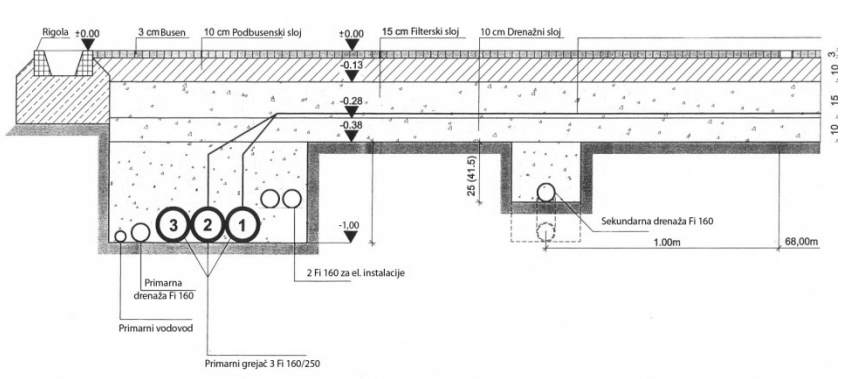
Sekundarna drenaža je izvedena u sloju tucanika u mašinski iskopanim rovovima na projektovanom odstojanju od 5,0 i 6,0m u pravcu sever-jug.Te PVCcevi Fi 160 tunelastog preseka odozgo prosečene.One se spajaju preko JKR Fi 160/160 na primarnu drenažu.

Za navodnjavanje je izveden Perot sistem preko 13 tačaka,od kojih su 3 po sredini terena u pravcu sever-jug,a ostali po ivicama terena.Sistem je priključen na primarni vodovodni razvod.

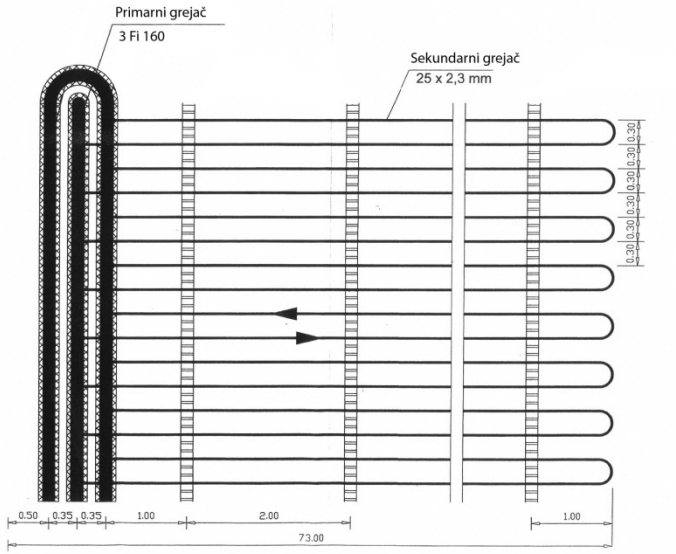
Nakon montiranja instalacija i potrebnih ispitavanja (primarni grajač na probni pririsak i dr.) izvršeno je zatrpavanje rovova šljunkovitim materijalom frakcija 0-16 (kao za drenažni sloj).



Slika 4 - RASPORED DRENAŽNIH CEVI (polovina terena)



Slika 5 - PRESEK KROZ ZAPADNI ROV



Slika 6 - PROJEKTANTSKA OSNOVA INSTALACIJA GREJANJA

5. ZAKLJUČAK

Prvi put u Srbiji je F.K.,,Crvena zvezda“ finansirala, a G.P.,,Termotehna“ izvela radove na rekonstrukciji glavnog terena po najsavremenijim tehnološkim rešenjima i u skladu sa svetskim standardima,a ovde posebno treba istaći da je prvi put izvedena i instalacija za grejanje terena čime se omogućava priprema terena i održavanje i u najnepovoljnijim meteorološkim uslovima.

LITERATURA

[1] *BAUMANN projekat glavnog terena stadiona F.K. Crvena zvezda* / Bernd Trawny ing. (D)

[2] *CIP projekat izvedenog stanja-gradjevinski deo* / Rade Bogdanović dig i Milan Lukić dig

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Dragan Lukić[1], Aleksandar Prokić[2], Ljiljana Tadić [3]

HOEK – BROWN-OV KRITERIJUM LOMA

Rezime

Određivanje prihvatljivih vrednosti ekvivalentnog ugla trenja i kohezione čvrstoće za datu stensku masu je problem koji zaokuplja pažnju velikog broja istraživača. Hoek – Brown-ov kriterijum loma stenskih masa, objavljen 1980. godine, je široko prihvaćen i primenjivan u velikom broju projekata širom sveta. U ovom radu je prikazan problem određivanja loma stenskih masa primenom spomenutog kriterijuma, uz preporučeni redosled proračuna.

Ključne reči: stenska masa, kriterijum loma,

HOEK – BROWN FAILURE CRITERION

Summary

The Hoek – Brown failure criterion for rock masses is widely accepted and has been applied in a large number of projects around the world. In particular, the difficulty of finding an acceptable equivalent friction angle and cohesive strength for a given rock mass has been a problem since the publication of the criterion in 1980. This paper resolves all these issues and sets out a recommended sequence of calculations for applying the criterion.

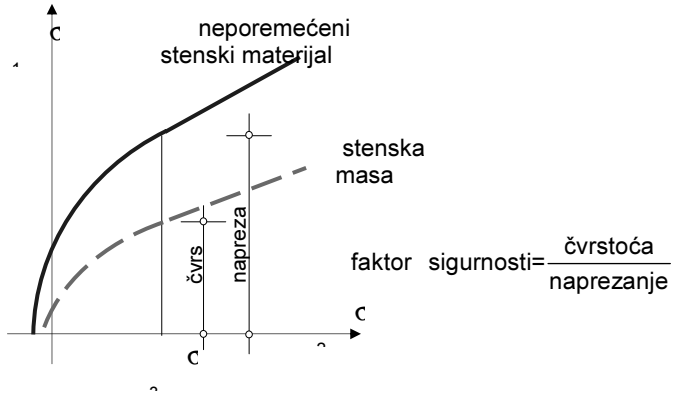
Key words: rock mass, failure criterion,

[1] Dr ing, vanredni profesor, Građevinski fakultet Subotica, Subotica
[2] Dr ing, redovni professor, Građevinski fakultet Subotica, Subotica
[3] dipl. ing. asistent, Građevinski fakultet Subotica, Subotica

1 UVOD

Predhodna inženjersko-geološka i geotehnička istraživanja često su nedovoljna da bi se stvarne vrednosti deformacijskih karakteristika stenskih masa na trasi tunela mogla odrediti sa pouzdanom tačnošću. Na veličine modula elastičnosti i deformacije, između ostalog, utiču raspored diskontinuiteta i ispuna pukotina. U podacima koje daje Hoek manje se vodi računa o petrografskim karakteristikama stene a više o izlomljenosti masiva, broju sastava površina diskontinuiteta i njihovim svojstvima i aksijalnoj čvrstoći. U tunelogradnji je za modeliranje kontinuuma potrebno simulirati odziv stenske mase pri iskopu. Najjednostavniji način za rešavanje tog problema, a koji je danas uglavnom potpuno usvojen, sastoji se u usvajanju pretpostavke o izotropnom kontinuumu i redukovanju svojstava stenske mase pomoću empirijski definisanih odnosa, poput onih koje su predložili Hoek i Brown (1980.)[1].

Ako se za opisivanje ponašanja stenske mase koristi Hoek-Brown-ov kriterijum, tada se na samom početku postupka redukovanja moraju definisati parametri prirodnog stenskog materijala među kojima su σ_{ci} (jednoaksijalna čvrstoća na pritisak) i m_i (konstanta materijala koja zavisi od svojstava stenske mase) i to na osnovu rezultata dobijenih ispitivanjem jednoaksijalne i triaksijalne čvrstoće u laboratoriji. Nakon toga se mogu proceniti parametri stenske mase kao što su m_b i s_b (konstante stenske mase prema Hoek-Brown-ovom kriterijumu) ili c i ϕ (kohezija i ugao unutrašnjeg trenja stenske mase), i to uspostavljanjem dobro poznatih korelacija (prema stepenu poremećenosti stene koji varira zavisno od vrste stene i metode iskopa) s najčešće korišćenim indeksima stene (Q ili RMR, ili GSI) slika 1:



Slika1: Hoek-Brown-ov kriterijum sloma za prirodni (neporemećeni) stenski materijal i stensku masu. Ilustracija postupka redukovanja i definicija faktora sigurnosti

2 HOEK-BROWN-OV NELINEARNI KRITERIJUM LOMA

Oslanjajući se na rezultate ispitivanja i teorijsko iskustvo s mehanikom fraktuiranja stene, Hoek i Brown su eksperimentisali sa brojnim krivama paraboličnog oblika u cilju pronalaženja jedne koja koincidira sa originalnom Grifitovom teorijom. Oni su istraživali kriterijum

postupkom pokušaja i greške. Tako su 1980. godine predložili sledeći kriterijum loma za veoma ispucalu stensku masu [2]:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci}\left(m\frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s\right)^{\frac{1}{2}} \tag{1}$$

$$\sigma_t = \frac{\sigma_{ci}}{2}\left(m - \sqrt{m^2 + 4s}\right) \tag{2}$$

$$\tau = A\sigma_{ci}\left[\frac{\sigma_n' - \sigma_t}{\sigma_{ci}}\right]^B \tag{3}$$

dok je tačno rešenje za Mohrovu anvelopu loma (po Balmeru):

$$\sigma_n' = \sigma_3' + \left(\frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{1 + \frac{\partial\sigma_1'}{\partial\sigma_3'}}\right)^{\frac{1}{2}} \tag{4}$$

$$\tau = \left(\sigma_n' - \sigma_3'\right)\sqrt{\frac{\partial\sigma_1'}{\partial\sigma_3'}} \tag{5}$$

$$\frac{\partial\sigma_1'}{\partial\sigma_3'} = \frac{m\sigma_{ci}}{2\left(\sigma_1' - \sigma_3'\right)} \tag{6}$$

gde su:

σ_1' - veći glavni efektivni napon,

σ_3' - manji glavni efektivni napon,

m i s - bezdimenzionalne konstante stenske mase,

σ_{ci} - jednoaksijalna čvrstoća na pritisak stenske mase,

σ_t - čvrstoća stenske mase na zatezanje,

σ_n' i τ - efektivni normalni i smičući naponi,

Konstante m i s sa kojima se definiše lom stenskog masiva zavise od njegove raspucalosti. Za realne uslove vrednosti koeficijenta m kreću se u granicama od 0.5 do 5, a vrednosti koeficijenta s od nula do jedan (za stenski masiv bez pukotina s=1).

Za veoma ispucalu stensku masu i anizotropni lom, tačno rešenje za Mohrovu anvelopu loma koju je postavio J.W.Bray [3] glasi:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci}\left(m\frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s\right)^{\frac{1}{2}} \tag{7}$$

$$\tau = \frac{1}{8}\left(c\,\mathrm{tg}\phi' + \cos\phi'\right) m\sigma_{ci} \tag{8}$$

$$\phi_i' = \mathrm{arctg}\left(\frac{1}{\sqrt{4h\cos^2\theta - 1}}\right) \tag{9}$$

$$\theta = \frac{1}{3}\left(90 + \mathrm{arctg}\frac{1}{\sqrt{h^3 - 1}}\right) \tag{10}$$

$$h = 1 + \frac{16\left(m\sigma_n' + s\sigma_{ci}\right)}{3m^2\sigma_{ci}} \tag{11}$$

2.1 MODIFIKOVANI HOEK-BROWNOV KRITERIJUM

Modifikovani Hoek-Brownov kriterijum [4] je proistekao iz činjenice da je čvrstoća na zatezanje jako ispucale stenske mase nula:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci}\left(m_b\frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}}\right)^a \tag{12}$$

$$\sigma_n' = \sigma_3' + \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{1 + \frac{\partial\sigma_1'}{\partial\sigma_3'}} \tag{13}$$

$$\tau = \left(\sigma_n' - \sigma_3'\right)\sqrt{\frac{\partial\sigma_1'}{\partial\sigma_3'}} \tag{14}$$

$$\frac{\partial\sigma_1'}{\partial\sigma_3'} = 1 + \alpha m_b^{\alpha}\left(\frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}}\right)^{(\alpha-1)} \tag{15}$$

m_i - konstanta za intaktnu stenu

m_b – konstanta za ispucalu stensku masu

Intaktna stena (intact rock) je materijal stenske mase koji ne sadrži guste strukturne diskontinuitete. Ona je jedan od osnovnih elemenata stenske mase koji nekada delimično a nekada u potpunosti kontorliše njeno ponašanje.

2.2 GENERALIZOVANI HOEK-BROWNOV KRITERIJUM

Ovaj kriterijum uvodi faktor D koji zavisi od stepena poremećenosti stenske mase usled miniranja i naponskog relaksiranja. Umesto izračunavanja koeficijenata s i a za GSI>25 i GSI<25, koristi se ista jednačina za sve stenske mase. Uvedena su dva dijagrama za izbor GSI na osnovu opisa stenske mase (jedan opšti i jedan koji se odnosi na fliš). Razlikuju se pojmovi jednoaksijalne čvrstoće stenske mase na pritisak i globalne čvrstoće stenske mase [5].

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci}\left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \tag{16}$$

gde je m_b redukovana vrednost konstante m_i i data je izrazom:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right) \tag{17}$$

dok su konstante za stensku masu s i a:

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right) \tag{18}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \tag{19}$$

U gornjim jednačinama je:

- GSI je geološki index čvrstoće (*Geological Strength Index*)
- D (*disturbance factor*) je stepen poremećenosti stenske mase koji varira zavisno od vrste stene i metode iskopa. Njegova vrednost se kreće od 0 za neporemećene stenske mase (in situ) do 1 za veoma poremećene stenske mase.[6]

Fizički smisao konstanti se može dobiti ako se razmotre stanja jednoaksijalnog pritiska ili zatezanja. Tako npr. stanje $\sigma_3' = 0$ tj. jednoaksijalni pritisak daje:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot s^a \tag{20}$$

odakle sledi da bi za stenski masiv bez pukotina bilo s = 1, dok je za realne uslove $0.05 \le s \le 1$, zavisno od stanja masiva.

Za stanje $\sigma_1' = \sigma_3' = \sigma_t$ se dobija:

$$\sigma_t = -\frac{s\sigma_{ci}}{m_b} \tag{21}$$

Slično se iz uslova $\sigma_1' = 0$ i $\sigma_3' = \sigma_t$ može dobiti konstanta m.

Modul deformacije stenske mase izražen preko stepena poremećenosti stenske mase, tj. preko faktora D (slika 2):

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right)\sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \quad [GPa] \quad \text{za } \sigma_{ci}<100Mpa \tag{22}$$

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \quad [GPa] \quad \text{za } \sigma_{ci}>100MPa \tag{23}$$

Gde su ϕ' i c':

$$\phi' = \sin^{-1}\left[\frac{6am_b\left(s + m_b\sigma_{3n}'\right)^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b\left(s + m_b\sigma_{3n}'\right)^{a-1}}\right] \tag{24}$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}\left[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma_{3n}'\right]\left(s + m_b\sigma_{3n}'\right)^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + \frac{\left(6am_b\left(s + m_b\sigma_{3n}'\right)^{a-1}\right)}{\left((1+a)(2+a)\right)}}} \tag{25}$$

gde je:

$$\sigma_{3n}' = \frac{\sigma_{3max}'}{\sigma_{ci}} \tag{26}$$

Za tunele je:

$$\frac{\sigma_{3max}'}{\sigma_{cm}'} = 0.47\left(\frac{\sigma_{cm}'}{\gamma H}\right)^{-0.94} \tag{27}$$

gde je:

H - dubina na kojoj se nalazi tunel (dubina ispod površine terena)

γ - zapreminska težina stenske mase

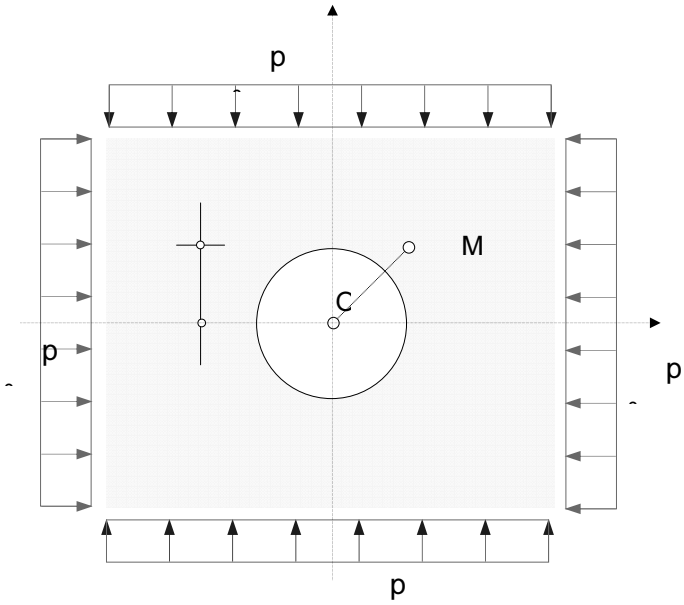
S obzirom da Hoek-Brownov kriterijum pretpostavlja izotropno ponašanje stene i stenske mase, on se može primenjivati samo u slučajevima kada postoji dovoljan broj gusto raspoređenih diskontinuiteta, sa sličnim površinskim karakteristikama, da se može pretpostaviti izotropno ponašanje uključujući lomove diskontinuiteta.

Izgled stenske mase	Opis stenske mase	Predložene vrednosti faktora D
	Veoma kvalitetno i kontrolisano miniranje ili mašinski iskop- minimalni poremećaj stenske mase oko tunela	D=0
	Mašinski ili ručni iskop u slaboj stenskoj masi bez miniranja – minimalni poremećaj stenske mase oko tunela U slučaju da pojava gnječenja izaziva znatno izdizanje poda i u slučaju nepostojanja podnožnog svoda, poremećenost stenske mase može biti znatana	D=0 D=0.5 Bez podnožnog svoda
	Nekvalitetno miniranje u stenskoj masi može uzrokovati znatna lokalna oštećenja u okolnoj stenskoj masi, na udaljenosti 2 do 3m od tunela	D=0.8
	Miniranje manjeg obima na padinama uzrokuje manja oštećenja stenske mase, posebno ako se kontrolisano miniranje primenjuje na stenskoj masi prikazanoj na levoj strani slike. Međutim, relaksacija napona izaziva poremećaje	D=0.7 Dobro miniranje D=1.0 Loše miniranje
	Veoma veliki otvoreni kopovi trpe znatne poremećaje zbog intenzivnog miniranja kao i zbog relaksacije napona koja je posledica iskopa U mekšim stenama se iskop može vršti mašinskim putem, pa je u tom slučaju poremećenost padine manja	D=1.0 Proizvodno miniranje D=0.7 Mašinski iskop

Slika 2. Pedložene vrednosti faktora D

2.3 NAPONI OKO TUNELSKOG OTVORA KRUŽNOG OBLIKA PREMA HOEK-BROWNOVOM KRITERIJUMU ČVRSTOĆE

Ako naponi u okolini tunela premaše čvrstoću stenske mase, doći će do formiranja plastifikovane zone.



Slika 3: Šema za analizu naponskog stanja i deformacija

Ako je čvrstoća stenske mase definisana Hoek-Brownovim kriterijumom čvrstoće, radijalni i tangencijalni naponi, za hidrostatičko primarno stanje napona, biće (Slika 3):

$$\sigma_r = p_0 - \left(p_0 - \sigma_{re}\right)\left(\frac{R_{pl}}{r}\right)^2$$
$$\sigma_\theta = p_0 + \left(p_0 - \sigma_{re}\right)\left(\frac{R_{pl}}{r}\right)^2 \qquad (28)$$

gde je σ_{re} - radijalni napon na granici plastične i elastične zone (R_{pl}=r)

U plastifikovanoj zoni je:

$$\sigma_\theta = \sigma_r + \left(m_r \sigma_c \sigma_r + s_r \sigma_c^2\right)^{\frac{1}{2}} \qquad (29)$$

$$\sigma_r = \frac{m_r\sigma_c}{4}\left[\ln\left(\frac{r}{R}\right)\right]^2 + \ln\left(\frac{r}{R}\right)\left(m_r\sigma_c p_i + s_r\sigma_c\right)^{\frac{1}{2}} + p_i \qquad (30)$$

p_i – radijalni pritisak koji deluje na zidove iskopa,

R – poluprečnik iskopa,

σ_c – jednoaksijalna čvrstoća stene na pritisak,

m_r, s_r - Heok-Brownove bezdimenzionalne konstante za stensku masu kojima se, definiše kompaktnost stenskog masiva u plastičnoj zoni.

Vrednosti σ_{re} i r_e definisani su na sledeći način:

$$\sigma_{re} = p_0 - M\sigma_c \qquad (31)$$

$$r_e = Re^{\left[N-\frac{2}{m_r\sigma_r}\left(m_r\sigma_c p_i + s_r\sigma_c^2\right)^{\frac{1}{2}}\right]} \qquad (32)$$

$$M = \frac{1}{2}\left[\left(\frac{m}{4}\right)^2 + \frac{mp_0}{s_c} + s\right]^{\frac{1}{2}} - \frac{m}{8}$$
$$N = \frac{2}{m_r\sigma_r}\left(m_r\sigma_c p_0 + s_r\sigma_c^2 - m_r\sigma_c^2 M\right)^{\frac{1}{2}} \qquad (33)$$

m, s - Heok-Brownove bezdimenzionalne konstante za stensku masu kojima se definiše kompaktnost stenskog masiva u elastičnoj zoni

3 ZAKLJUČAK

Ovaj rad ima za cilj da prikaže jedan od kriterijuma loma koji se koristi pri projektovanju tunela. Posebno je istaknuta primena ovog kriterijuma kod Nove austrijske metode građenja tunela i primene programskog paketa Phase^2 u slučaju proračuna tunelske podgrade. U najnovijim istraživanjima mehanike stena za potrebe izgradnje podzemnih objekata posebno su značajna istraživanja Profesora E. Hoeka i saradnika pa je i to jedan od razloga za opredeljenje autora da prikažu ovaj rad.

″Ovaj rad finansiralo je Ministarstvo za nauku i tehnološki razvoj Republike Srbije, Beograd, Nemanjina 22-26 (Projekat 16021)″

LITERATURA

[1] *Underground Excavations in Rock* / E. Hoek, E.T. Brown // Institution of Mining and Metallurgy,1980, London, 527 pages

[2] *Empirical strength criterion for rock masses* / E. Hoek, E.T. Brown // J.Geotech. Engng. Div., ASCE **106** ,1980, pp 1013-1035

[3] *Strength of jointed rock masses* / E. Hoek, // Rankine Lecture,Geotechnique **33**(3),1983, pp 187-223

[4] *Practical estimates of rock mass strength* E. Hoek, E.T. Brown // Int. J.Rock Mech Min.Sci.Vol. **34**, 1997, pp 1156-1186

[5] Hoek – Brown criterion – 2002 edition / E. Hoek, C. Carranza-Torres, B. Corkum // Proc. NARMS-TAC Conference, 2002, Toronto, pp 267-273

[6] Discusion on rock mass characterisation with special emphasis in the *geological strength index and in tunneling* / V. Marinos, P. Marinos, E. Hoek // Proc. 32nd International Geological Congress, 2004, Florence

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Goran MARKOVSKI[1]

INFLUENCE OF HISTORY OF LOADING ON THE ULTIMATE BEARING CAPACITY OF PRESTRESSED CONCRETE MEMBERS

Summary

Creep and shrinkage of concrete cause significant changes in the deformation state of concrete element sections. Creep of concrete is directly correlated to the loads applied on the structure. In this paper are presented some results from experimental testing of influence of different load history on time dependent behavior as well as ultimate bearing capacity of prestressed concrete elements. 24 test elements (beams) with dimensions 15/28/300 cm and appropriate number of test concrete samples were tested. The elements were grouped in three series with different intensity of the live for each series. During the period of 390 days, the live load was acting in cycles of 12 hours, thus simulating a real loading history of structures like city bridges, multistory garages etc. Two beams of each series were tested until breaking at 40 days, and the rest after the long term testing at 430 days. The results show that the history of loading doesn't have significant influence on the ultimate bearing capacity of prestressed concrete members.

Keywords: creep, shrinkage, prestressed, load history

[2] Prof.Ph.D ; Faculty of Civil Engineering University "Sv.Kiril and Metodij", Skopje, Macedonia,

1 INTRODUCTION

Building codes provisions of many countries define the limit stress values for the concrete (ε_b), reinforcement (ε_a) and the wire-steal (strand) for prestressing ($\Delta\varepsilon_{ap}$). It is generally accepted, if the element or its single cross section exceeds any of the limit values, the element or its cross section lost the ability to hold the external load or reached its ultimate bearing capacity.

Macedonian building code provisions similar to code provisions of several countries define the limit stress value of the concrete on ε_b=3,5 ‰, of the reinforcement on ε_a=10 ‰ and of the wire/strands for presstresing on $\Delta\varepsilon_{ap}$=10 ‰.

This paper tries to find the correlation between history of loading and the limit values defined in code provision.

The creep and the shrinkage of the concrete are long-term processes that cause a lot of changes in the stress-strain picture of the concrete elements' cross sections, and subsequently, changes in the elements and structures.

It is known that due to the creep and shrinkage of the concrete, the strains of the compressed concrete, even without increasing the external load, approaches to the breaking point. In the same time, due to the redistribution of the internal forces, the tension is relocating from the compressed concrete to the compressed reinforcement. As a result, the stress of the compressed concrete is decreasing even the strains are increasing.

Both phenomena, creep and shrinkage, depend on a chain of so-called internal and external factors that determinate the time-dependent progress and the final value of the changes. While the shrinkage of the concrete does not depend on the type and the intensity of the external load, the creep is directly related to the loading (even more, the creep is defined as a 'forced shrinkage' sometimes). Since this is a long-term process, it is often related to the permanent loads only. But, there are structures (city bridges, multi storey garages and crane girders among the others) where the influence of the live load is emphasized very much, its intensity and its duration.

2 EXPERIMENTAL ANALYSIS

The goal of the experimental analysis is to find the correlation between load history and deformations of the prestressed concrete beams including the influence on the ultimate bearing capacity. The period of the experiment was 430 days. During that period, 24 beams (15/28 cm with length of 300 cm) were tested applying different type of loads. At the end of the experiment, each beam was tested to the breaking point.

The beams were divided into three series (A, B and C), consisted of 8 elements each, reinforced with reinforcement (2F8 in the upper zone and 2F12 - series A; 2F10 - series B and 2F8 for series C in the lower zone) and prestressed with one straight strand with D15.2mm (P_{Ao}=P_{Co}=170kN; P_{Bo}=115 kN). The elements of each of the series were divided into 4 groups (A1-A4; B1-B4; C1-C4) of two beams with a completely identical loading history. All the elements were prestressed at 30 days age of the concrete, and the loss of the prestressing force due to the anchorage slip (penetration of the steel wedges) was eliminated with special measures.

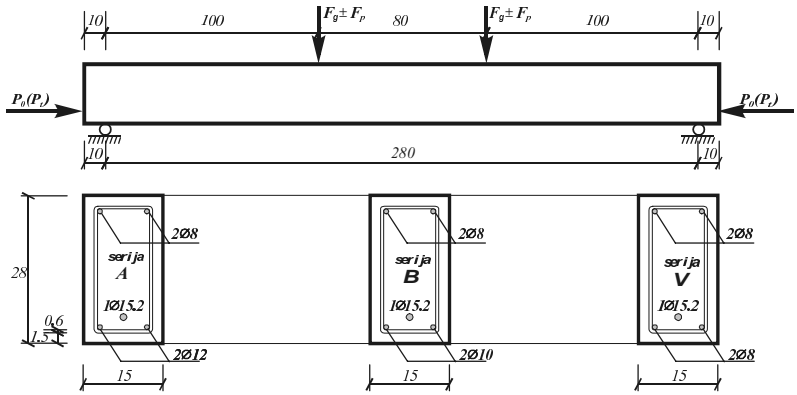


Figure 1. Trial element – measurement points

The tested elements could be divided into a two groups according to the age of the concrete:

- Elements with age t=40 days tested to the point of breaking (group 1 in all series; 2x3=6 elements)
- Elements tested with age t=430 days to the point of breaking (group 2;3; and 4; 6x3=18 elements). Different load history was applied to the tested elements.

At time t=40 days, the elements of the first group of each of the series were tested to failure. The elements of the second group, which were under same hydrometrical conditions as the beams of the third and fourth group, were not loaded with any load, except the prestressing force. At the same age, the elements of the third group were loaded with equal permanent load (two concentrated forces Fg=18kN), and the ones from the fourth group were loaded with the same permanent plus cyclic live load (Fp_A=15.53 kN, Fp_B=8.14 kN and Fp_C=3.35 kN). The duration of the cycles was Δt=12h. At t=430 days all the beams were tested to failure with the exactly defined history of loading for each of the series (successive increasing of the force up to the level Fg+Fp, unloading to level Fg and loading to the failure force Fu). During the period of 390 days the permanent and permanent/cyclic live load was applied to the beams from the group 3 and 4 successively. At the end the applied load was gradually increased starting with the permanent load up to the point of breaking (without removing the permanet load in any period during the experiment).

During the test, strains were noticed on all beams. There were represent with deformation on the upper edge of the cross section of the beam, on the level of compressed and tensioned reinforcement , on the level of tensioned wire and on the lower edge of the cross section of the beams. The presented strains measurements are related to the cross section in the middle of the beams. The toll used for measurement is mechanical deformeter with base of 250 mm and electrical resistance gauges Kyowa.

During the experimental testing of the elements (beams), a lot of data were obtained. Generally they can be divided into:

- Data obtained during the test up to failure caused of short-term loads at the age of the concrete t=40 days.
- Data obtained during the observation of the beams under long-term load at the age of t=430 days.
- Data obtained during the test up to failure caused of short-term loads at the age of the concrete t=430 days.

3 DEVELOPMENT OF STRAINS IN THE CRITICAL CROSS SECTIONS

The diagrams of Figure 3 represents measured deformation of the beams from the group 4 of the series A. The beams have different load history in the period t=40 – 430 days. On day t=430, the beams were loaded to the point of breaking. There are 5 measurement of elastic deformation for each beam, on t=30; t=50; t=100; t=200 and t=430 days. The lower diagram of Figure 4, represents development of strains from the beginning of the breaking test until the point of breaking of the beams (max strains).

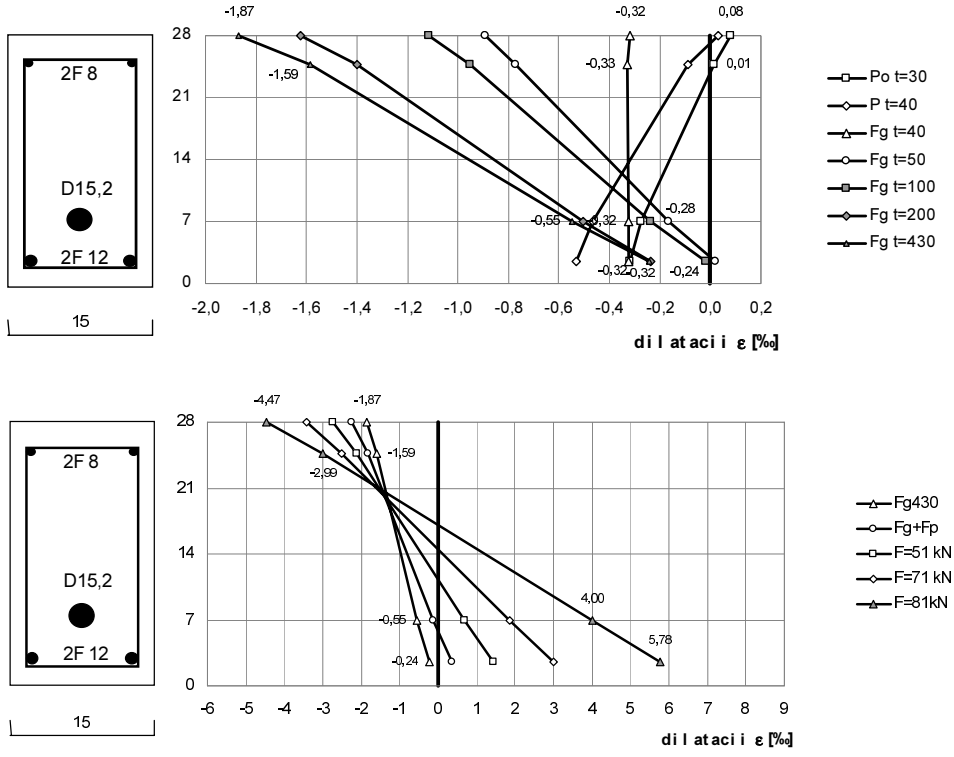


Figure 3 Measured strains due to long term and cycling live load and strains to the point of breaking using short time load for beams of group A4 on age t=430 days.

Table 1 represents maximum values of the measured strains of the compressed edge of the concrete beams, reinforcement and prestresed strand. Column F (kN) represents last measured applied force and column Fmax (kN) represents max force on the dynamometer in the breaking moment.

Table 1. Max values of strains

ELEMENT	AGE OF CONCRETE	ε_b ‰	ε_a ‰	$\Delta\varepsilon_{ap}$ ‰	F kN	Fmax kN
A1.1	t=40	-4,55	7,32	5,40	76	76
A1.2	t=40	-6,72	9,35	7,40	76	76
A2.1	t=430	-3,95	4,56	3,00	84	86
A2.2	t=430	-3,23	3,19	2,12	71	76
A3.1	t=430	-4,14	5,96	4,27	81	85
A3.2	t=430	-3,71	4,56	3,06	81	84
A4.1	t=430	-4,47	5,78	4,00	81	83
A4.2	t=430	-4,02	4,28	2,84	81	83

Comparing the results of strains between beams of group 1 (t=40 days) and group 2 (t=430 days), both tested with long lasting force of prestress and its own weight, show that the group 2 has smaller values of deformation. The biggest difference is noticed in the beams of series A , with the smallest one in the series C. Larger deformation in the group 2 is measured only with the series C due to higher value of the applied force F during the last measurement (F_1=56 (59) kN; F_2=64 kN). During the testing of the beam C2.1 with the applied force of F=59 kN measured values are ε_b=-2,58 ‰, ε_a=3,74 ‰, $\Delta\varepsilon_{ap}$=2,66 ‰. The beam C2.2 with the same force applied the measured values are ε_b=-2,59 ‰, ε_a=3,40 ‰, $\Delta\varepsilon_{ap}$=2,44 ‰. Without taking in account the intensity of the applied force, the maximum elastic deformation could not give the relevant representation of the behavior of the beams during the testing.

During the period of the remaining 390 days different loads (different loading history) were applied to the beams of the group 2, 3 and 4 from each of the series. The changes of the initial strains were noticed.

The largest increasing of the elastic deformation was measured in the group 4 (for each of the series) which is a result of different loading history. Difference of elastic deformation of compress concrete between beams of A4 (permanent and cyclic load) and A3 (only permanent load) is 41.5%. Comparing to the measurement of beams A2, increase is 158.6 %. Difference of deformation of compress concrete between B3 and B4 beams is almost identical to the series A. Despite the fact that cyclic load in series B is smaller than in series A, the reason for

identical increase in both series is due to the smaller initial force of prestess. Consequently, the larger pressure stress of the upper edge of the cross section of the beam under the influence of force Fg (permanent load) would lead to the same increasing of the elastic deformation in both series.

Figure represents elastic deformation of compress concrete starting immediately after prestress until the point of breaking of the beam.

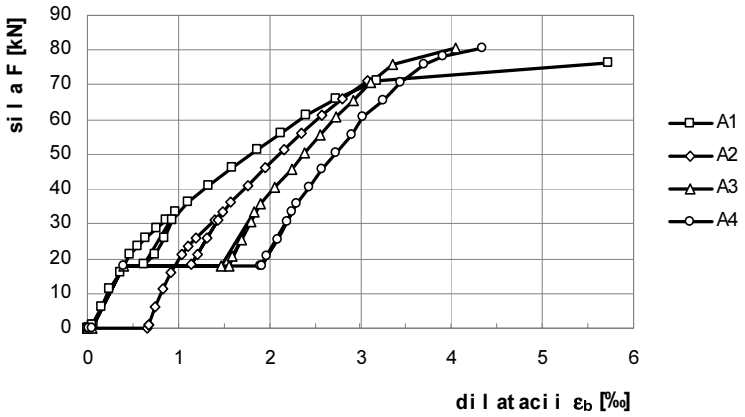


Figure. 4 Strains of the compress concrete

Difference between strains of the compress edge of the concrete of the beams A3 and A4 immediately before the point of breaking is 0.44 ‰. The maximum strains in the moment of breaking of beams A4 are 0,32 ‰ larger than those in A3. Difference between beams A4 and A2 is 0,92 ‰ at the begging of the testing, decreasing to the 0.65 ‰ until the moment of breaking. The difference of the measured values of "initial" strains comes from the fact that in the case of A2 beams testing starts with zero initial loads contrary to the case of A4 where it starts with permanent load. Comparing the measurement between A3 and A2 difference is decreasing 31.2%.

4 CONCLUSION

The results get from this experiment shows that loading history in the normal exploitation limits of stresses should not affect to the value of the physical moment of the breaking.

5 REFERENCES

Markovski, G. 2003,,Influence of Live Load on the Time Dependent Prestressed Concrete Member Behaviour", Doctoral thesis, *University Ss Cyril and Methodius Skopje republic of Macedonia*

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS SIMPOZIJUM ZLATIBOR - ČIGOTA 24-26. SEPTEMBAR 2008.

Biserka Dimiskovska[1], Tomislav J.Petrovski[2]

METODE I TEHNOLOGIJA ODLAGANJA OTPADA

Rezime: Integrirani pristupi upravljanja čvrstog otpada koji se zasnivaju na dobro postavljene ekonomske i ekološke ciljeve u Kratovo traže da individualno stvoreni otpad bude separiran u procesima skupljanja, prerađivanja, obnavljanja i otstranivanja. Sadašnje praktike upravljanja čvrstog otpada u Kratovu baziraju se na mešanju više vrsta otpada, pri ciklusom upravljanja, koja rezultira sa zdravstvenim i ekološkim rizicima i otežnjava novu upotrebu i obnavljanja resurs. Način različitih vrsta i tekova otpada grupirani su, u velikoj meri od količine, sastavom i fizičke osobine svakog vida otpada. Ovim referatom biče prikazane sve vrste upravuvljanja čvrstim otpadom sa preporukom da se to primeni, čime bi se poboljšala čovekova životna sredina.

Keywords: Životna sredina, recikliranje, deponiranje, insceneracija, hazardni otpad.

METHODS AND POSTPONE WASTE TECHNOLOGY

Abstract: Integral approaches to solid waste management based on well established economic and ecological objectives require that the individually created waste be separated in the process of collection, processing, recycling and elimination. 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 characteristics of the planned area as the population, the employment rate, the income, the land use, the topography, etc. represent important factors for the content and the amount of created waste. This paper presents all kinds of solid waste management with a recommendation for their application towards improvement of the human environment.

Keywords: *environment, recycling, landfilling, incineration, hazardous waste.*

[1] Assistant Professort, Ph.D., IZIIS, University "Ss.Cyril and Methodius" , Skopje, Republic of Macedonia; Phone: +389-2-3107-773 Fax: +389-2-3112-163 E-mail biserka@pluto.iziis.ukim.edu.mk

[2] Assistant, IZIIS, University "Ss.Cyril and Methodius" , Skopje, Republic of Macedonia; Phone: +389-2-3107-708 Fax: +389-2-3112-163 E-mail tomi@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1 INTRODUCTION

The study presents the methods by which Kratovo can improve the present system of solid waste management. It will show the way in which the following goals will be achieved:

- Design and manufacturing of dustbins for collection of plastic bottles for recycling;
- Optimization of locations in which the dustbins for recycling material will be placed;
- Development of partnerships between public institutions and private sector;
- Development and effectuation of ecological educative programme;
- Development of education and strategy at state level for the purpose of providing information aimed at decreasing of the waste at places where it is created, its reuse and recycling.
- Definition of phases of progress made towards the goals and the effectuation of the plan, and
- Definition of resources necessary for further construction of a recycling facility.

2 SYSTEM OF SOLID WASTE MANAGEMENT

The solid waste management system involves the citizens, the private firms and the local self government. The system is composed of the following elements: collection, removal and recycling. The municipality programme for solid waste management presents the needs of Kratovo for a better quality of enironment, efficient public services and economic vitality of the municipality.

2.1 COLLECTION

The municipality of Kratovo does not manage the six categories of solid waste separately. There is one system of collection and transfer of almost the entire solid waste to the local landfill. There is a plan for collection and elimination of medical waste, but it has its flaws so that the medical waste is mixed with the communal solid waste and is eliminated to the local landfill.

2.1.1 Solid Communal Waste

Kratovo has a solid waste management system based on relatively new metal containers and a waste collection vehicle. In the town, which is divided into zones, the waste is collected systematicaly from 15 to 18 containers per zone. In the central part of the town, the waste is collected each day (from Monday till Saturday), whereas in the residential zones, it is collected each Monday and Thursday.

Figure1. Dustbins for solid waste collection

Figure 2. Vehicle for solid waste

The vehicle for collection of waste (Figure 1 and figure 2.) is produced in 1991, type MAN F0617192. It represents a donation by the Norwegian embassy to the municipality of Kratovo. The donation was made on 21st October 2004.

2.1.2 Technological Solid Waste

There are no special programmes or measures for collection of the technological solid waste.

2.1.3 Hazardous Waste

There are no special programmes or measures for collection of hazardous waste.

2.1.4 Agricultural Waste

There are no special programmes or measures for collection of agricultural waste.

2.1.5 Construction Waste

There are no special programmes or measures for collection of construction waste.

2.2 ELOMINATION OF WASTE

The solid waste which is collected by the special vehicle in Kratovo is transferred to a landfill at a distance of about fifteen kilometres (Figure 3.). The lanfill is reached in about 15 minutes, while the waste is normally landfilled through two to three rounds daily.
The place where the waste is landfilled doesn't fulfill the criteria for a sanitary landfill and there have been observed several problems from safety and ecological viewpoint. The greatest risk is perhaps associated with the drivers of the vehicle because of the possibility for sliding of the formed pile of solid waste.

Figure 3. The landfill in Kratovo

Figure 4. Elimination of waste from an unlicenced landfills

2.3 UNLICENCED LANDFILLS

One of the greatest problems presented in this project proposal is the existence of unlicenced landfills, i.e., different places of disposed waste in the town (Figure 4.).

2.4 RECYCLING

In Kratovo, there is neither facility nor any activities for recycling of waste material. The EWB-UF team will collaborate with Mr. Stojan Nacevski – founder of the non-governmental organization "Soncev rid" – organization that collects and packs PET pottles and transports them to Veles, R. Macedonia.

3 HIERARCHY IN SOLID WASTE MANAGEMENT

The integrated plan for solid waste management involves six levels that are part of the waste management hierarchy. IMPUCO must provide a strategy that will include all the elements of hierarchical organization of the main operations of waste management as are the creation, the collection, the transportation, the processsing and the final elimination of the waste. The hierarchical organization of waste management is as follows:
Decrease of amounts of waste at places of its creation;
Reuse;
Recycling;
Processing of waste;
Incineration;
Landfilling.

3.1 DECREASE OF AMOUNTS OF WASTE AT PLACES OF ITS CREATION

The decrease of amount of waste at places of its creation involves actions aimed at decreasing the amounts or the toxicity of the solid waste that is to be managed. These actions take place prior to invovlement of the waste in the communal solid waste

management system, i.e., at the place of its creation or earlier. An example of decrease of quantities of waste at places of its creation is the decrease of the amount of packages for transport of different products. Each individual can contribute to the decrease of waste creation at the very source by carrying own bags for the new procurements instead of obtaining new bags.

3.2 REUSE

Reusing is a technique of waste management by which the product is used again for the same purpose but with a new quality without its physical change. For example, construction materials eliminated during renovation or tearing down of some buildings as are the fittings for example could be used for another structure. Till now, the municipality of Kratovo has still not identified nor it has monitored the trends of reuse by the citizens and other organizations that are working in the territory of the municipality.

3.3 RECYCLING

Recycling is a process in which used parts from the waste, which is to be liminated, are separated to obtain new products. Recycling, first of all, refers to materials as are iron, aluminum other non-ferrous metals, glass, plastic and paper. These materials should, first of all, be collected, separated, cleaned and be in sufficient industrial quantity in order to be used for production of new products. Recycling decreases the excavation and processing of natural materials as is, for example, the iron ore whereby the negative effects upon the environment are decreased

3.4 TREATMENT OF WASTE AT THE PLACE OF ITS CREATIN (WASTE TURNED INTO ENERGY)

The incineration of solid communal waste will decrease its volume by a factor of ten and will decrease its weight for up to 75%. The incineration of waste in facilities produces energy that is turned into vapour. Such vapour can directly be used for heating or can be conducted into turbinesfor production of electricity. The obtaining of energy from the burning of gas decreases its volume and consequently the amount and the cost of control over emissions.

3.5 INCINERATION

The solid communal waste can be incinerated without energy production. Incineration is not in wide use because other technologies have almost completely supplanted this process.

3.6 LANDFILL

A sanitary landfill for solid communal waste is the recommended option by all the experts in solid waste management worldwide. The sanitary landfill represents and engineering structure intended for permanent elimination of waste and designed to

minimize its adverse effect upon the environment including surface waters, underground waters and air pollution. The design of such structures treates landfill filtrate and gas (methane), daily covering material for prevention of smell and prevention of development of patogenic microorganisms as well as a finishing covering material to prevent penetration of water into the landfill body. In the integrated waste management systems, only the waste that is not previously recycled, processed or incinerated is disposed in a landfill.

4 CONCLUSION

The main purpose of the Plan for Solid Waste Management is to improve the existing practices of solid waste management in Kratovo and make them comply with the standards prescribed by EU, i.e., the directives for waste 2006/12/EC.

1. Campaigns for education of the population and raising of the public awareness about the environment.
2. Decrease of the number of unlicenced landfills by placement of dustbins for waste for recycling.
3. Development of a national strategy for management of all kinds of solid waste from all sources of waste creation.
4. Development of a detailed action plan that will ensure the fulfillment of the set goals.
5. Preparation of laws, by-laws and standards necessary for the effectuation of the new strategy by taking into account all the sources of waste and all kinds of waste.

REFERENCE

[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.

SPONZORI SIMPOZIJUMA

DENEZA M
group

invest

engineering

design

SIGURNOST, KVALITET I BRZINA, DOKAZANI KROZ NAŠE BROJNE REFERENCE, NAJBOLJA SU PREPORUKA DA I VAMA BUDEMO POUZDAN PARTNER U IZGRADNJI VAŠIH OBJEKATA!

Maršala Birjuzova 8/3, Beograd
Tel.: 011/303 77 00, Fax: 011/303 77 01
e-mail: denezadoo@sbb.co.yu
www.deneza.co.yu

UNIVERZITETSKO NASELJE

"BELVILLE" - Novi Beograd

DENEZA M group

Formiranje građevinskog preduzeća DENEZA M inženjering započelo je pre tačno 20 godina. Kao osnovna delatnost firme izdvojila se visokogradnja, što potvrđuju brojne reference prestižnih objekata širom Srbije.

Neprestano ulaganje u potencijale firme, koje čine: znanje, koje se ogleda u visokokvalitetnim kadrovima; mehanizacija, koju trenutno predstavlja kompletan spektar građevinskih mašina, od iskopa i fundiranja do završnih radova i oprema, koja se iz godine u godinu modernizuje uz permanentnu nabavku nove i savremenije, uz saradnju sa proverenim kooperantima, DENEZA M je u mogućnosti da izvede sve vrste i tipove objekata, počev od grubih građevinskih radova, građevinsko-zanatskih, instalaterskih pa sve do zahtevnih završnih radova.

U 2008. godini planirani su porast broja zaposlenih sa sadašnjih 550 na 700, obim izgradnje oko 150.000 m^2, i prihod od oko 45 miliona €.

Osnovne karakteristike poslovanja firme su kvalitetan i efikasan rad i shodno tome kratki rokovi izgradnje uz prihvatljive cene.

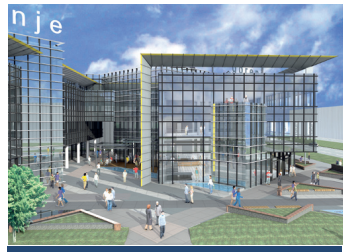
U sve napred rečeno uverili su se naši dosadašnji investitori, na obostrano zadovoljstvo.

S poštovanjem,

Tim DENEZA M - Beograd

REFERENTNI OBJEKTI

DELTA CITY - Novi Beograd



GORENJE - Novi Beograd

BLOK 43 - Novi Beograd

MAXI supermarket - Vršac

TEMPO - Novi Sad

TEMPO - Beograd

TRI LISTA DUVANA - Beograd

BLOK 11a - Novi Beograd

Maršala Birjuzova 8/3, Beograd
Tel.: 011/303 77 00, Fax: 011/303 77 01
e-mail: denezadoo@sbb.co.yu
www.deneza.co.yu

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

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

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 Paraćin - 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, Varaždin - 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

ENERGOPROJEKT

UVEK U VRHU!

www.energoprojekt.co.yu

ENERGOPROJEKT
Bul. Mihaila Pupina 12, 11000 Beograd, Srbija
Tel: (+381 11) 310 10 10, Faks: (+381 11) 311 42 00

“ G R A D I N G “ doo Paraćin

- Osnivač i vlasnik je Miroslav Mihajlović, dipl. ing. građ. Rođen je u Ćupriji 1959. godine. Gradjevinski fakultet završio je u Beogradu 1988. godine. Od tada pa do 1992. godine radio je u G.P.”Pomoravlje-inženjering” u Jagodini na poslovima projektanta, šefa gradilišta na terenu i glavnog inženjera firme.Od 1992. godine osnivač je i direktor ”Grading”-a doo u Paraćinu.

Građevinsko preduzeće Grading upisuje se u veliku knjigu građevinarstva 1992. godine sa ličnom kartom preduzeća koje se bavi izgradnjom i adaptacijom porodičnih kuća i industrijskih hala.
Znanje, iskustvo i ambicioznost 15 godina nakon toga rezultirali su bogatom referenc listom na kojoj se nalazi više desetina objekata prepoznatljivih po kvalitetu i funkcionalnosti.

<u>Osnovnu delatnost preduzeća danas čini:</u>

1. Izvođenje građevinskih radova na izgradnji, rekonstrukciji i adaptaciji stambenih i poslovnih objekata
2. Uređenje enterijera od ideje do završnog posla
3. Proizvodnja fert gredica i betonskih elemenata za zidanje i popločavanje
   Trgovina građevinskim materijalima renomiranih proizvođača Rigips, Isover i Bramak u prodajnim objektima u Jagodini i Paraćinu

Poštovanje zahteva klijenata, uvažavanje zadatih rokova i svih ugovorenih obaveza uz visok kvalitet izvršenih radova, izgradilo je renome firme koja je davno prevazišla prostore svoje centrale, te danas ime Grading-a stoji na jednom od najvećih gradilišta Evrope i Srbije – objektima SPO4/1 i SPO 4/2 Univerzitetskom selu u Beogradu.

Svih ovih godina prateći svetske trendove neimarstva, posebna pažnja posvećena je primeni novih materijala i opreme , stručnom usavršavanju kadrova,osavremenjavanju proizvodnje betonskih elemenata i neprekidnom ulaganju u vozni park te danas GP Grading sopstvenim kapacitetima može da odgovori svim izazovima gradjevinarstva.

Hiljade novoizgradjenih kvadrata, adaptacija i rekonstrukcija nalazi se među referencama
GP “Grading” doo Paraćin. Ovo su samo neki od objekata čiju izgadnju potpisuje Grading Paraćin.

DELTA AGRAR – objekti 1,2,6,7 i 8 Farme svinja i septički tankovi u staroj Pazovi

“DE LTA G E N E R A L I O S I G U R A N J E”
- **DELTA GENERALI OSIGURANJE – NIŠ, ul. 12. Februara**
- **DELTA GENERALI OSIGURANJE – NIŠ, ul. Sinđelićev Trg 18**
- **DELTA GENERALI OSIGURANJE – Aleksandrovac**
- **DELTA GENERALI OSIGURANJE – NIŠ**

“DE LTA M A X I”

- **“MAXI SUPERMARKET”- KRUŠEVAC (R. K. DEVA, KRUŠEVAC)**
- **“MAXI SUPERMARKET” - PIROT**
- **“MAXI SUPERMARKET” - GORNJI MILANOVAC**

“D E L T A B A N K A” - “BANCA INTESA”:

- **Elektro instalacije “BANCA INTESA” - DESPOTOVAC**
- **Adaptacija “BANCA INTESA” - PARAĆIN**
- **Adaptacija “BANCA INTESA” - KRAGUJEVAC**
- **Adaptacija “BANCA INTESA” - SMEDREVO**

“ D E L T A S P O R T I D E L T A F E R ”:

- **LOKAL “NIKE” – KRALJEVO**
- **LOKAL “TRIPLE JUMP” – NOVI SAD, SPENS**
- **LOKAL “DELTA SPORT” – UŽICE**
- **LOKAL “DELTA SPORT” – KRUŠEVAC**
- **LOKAL “DELTA SPORT” – BEOGRAD, Kralja Petra**
- **LOKAL “DELTA SPORT” – BEOGRAD, Požeška**
- **LOKAL “DELTA SPORT” – KRAGUJEVAC**
- **LOKAL “WOMEN` SECRET” – NIŠ, Obrenovićeva 19**
- **LOKAL “WOMEN` SECRET” – NOVI SAD, T. C. Merkator**
- **LOKAL “WOMEN` SECRET” – BEOGRAD, Kolarčeva**
- **LOKAL “WOMEN SECRET”, T. C. MERKATOR, BEOGRAD**
- **LOKL “IANA”, KRUŠEVAC**
- **LOKL “AS”, NIŠ**

- **RASHLADNI SISTEMI U OKVIRU KOMPLEKSA “HOLCIM”, POPOVAC**

– **SILOS KLINKERA U OKVIRU KOMPLEKSA “HOLCIM”, POPOVAC**

“YUHOR“ JAGODINA

- **Magacin ambalaže i repromaterijala ,” Yuhor-export” Jagodina**
– **Brojni objekti u oviru kompleksa YUHOR-EXPORT-a Jagodina**
– **Rekonstrukcija Bazena SRC 7 juli u Paracinu**

STAMBENO- POSLOVNI OBJEKTI

- **Stambeno-poslovni objekat P0+P+3+Pk u ulici Tome Živanovića u Paraćinu 2000 m2**
- **Stambeno – poslovni objekati u Jagodini 4000 m2**
- **Stambeni objekat, Jagodina 3600 m2**
- **Stambeni objekat, Jagodina 5600 m2**
- **Poslovno – stambeni objekat, Jagodina 2800 m2**

Aktuelna građevinska aktivnost nesumljivo je u usponu poslednjih godina a u utakmicu sa oštrom konkurenciju danas mogu da se upuste samo one kompanije koje kao prefiks svog naziva imaju NAJ. Traži se stručnost, brzina i efikasnost. “Grading” Paraćin prepoznaje se u svim ovim aspektima i spremo podnosi teret ozbiljnih građevinskih zahvata koji su u toku i svih izazova koje građevinarstvo današnjice donosi a u koje smo se svesno upustili.

Grading doo Paraćin
Dimitrija Marjanovića 26
35250 Paraćin
tel./ fax. . 035/ 561 – 401
e.mai:. Office@grading.co.yu
Stovarište 035/ 243 - 090
e-mail: office@promaxtrade.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

Neki od aktuelnih projekata u izgradnji koji Beogradu daju nov, funkcionalan i moderan izgled.

Пословни комплекс “Airport City Belgrade”
100.000 м², Блок 65 Нови Београд

Стамбено пословни комплекс “Прада”
120.000 м², Београд

Насеље за спортисте BU 2009 “Belville”, 270.000 м², Блок 67, Нови Београд

Стамбени комплекс “Др. Ивана Рибара”
110.000 м², Блок 64, Нови Београд

Хотелско пословни комплекс “Ashtrom”
70.000 м², Рајићева ул., Београд

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

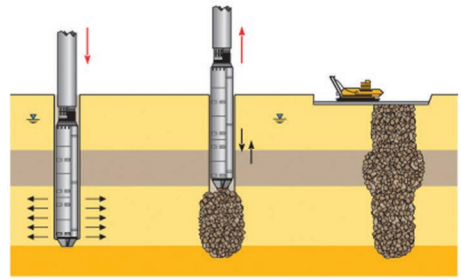
148 godina u inženjerske inovacije u geotehnici

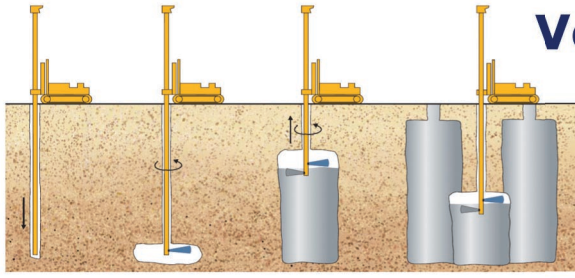
KELLER

Geotechnik

Zamena/ojačanje tla

Izrada šljunčanih šipova postupkom dubinskog vibrozbijanja



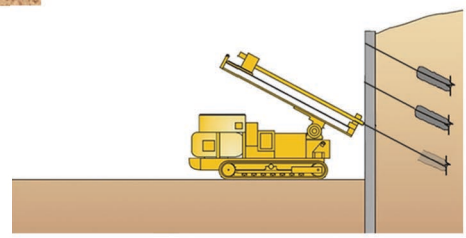


Vodonepropusne temeljne jame

Jet-grouting pridržan ankerima

Sanacija klizišta

Upotrebom ankera radnog opterećenja do 300 tona



Keller Geotechnik Srbija, Vuka Karadžića 7a, Beograd
www.keller.rs, tel/fax: 011/2180644

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*

SANACIJA I ZAŠTITA BETONA

ZAŠTITA ARMATURNIH SISTEMA

SANACIJA SA MALTERIMA SA KONTROLISANIM SKUPLJANJEM

SANACIJA SA CEMENTNIM VEZIVOM

STRUKTURALNO OJAČANJE PRIMENOM FRP SISTEMA

ZAŠTITA I DEKORACIJA BETONA

SISTEMI ZA HIDROIZOLACIJU

GUGGENHEIM MUSEUM – New York, USA

ADITIVI ZA BETONE

PREFABRIKOVANI BETONSKI ELEMENTI

PROIZVODNJA BETONA

VELIKI INŽENJERSKI PROJEKTI

DYNAMON SYSTEM
Nanostrukturalni dodaci

PROIZVODNJA BETONA

CHRONOS
Hemijski reakcioni nanostrukturalni superplastifikator

PROIZVODNJA VIBRO PRESOVANIH BETONA

VIBROMIX
Dodaci za vibro-presovane betone

PODOVI BEZ DILATACIJA

MAPECRETE SYSTEM
Mapei tehnologija za beton bez prslina

BRIDGE ON PO RIVER – Italy

MAPEI®

BRZO I LAKO POSTAVLJANJE
OJAČANJE SE MOŽE PRILAGODITI
I NAJKOMPLEKSNIJIM OBLICIMA
KORISTI SE I ZA UNUTRAŠNJU I
SPOLJAŠNJU PRIMENU
VISOKA IZDRŽLJIVOST

Structurally reinforced strengthening of masonry buildings

Mapegrid G220 and Planitop HDM System

POSEBNO PREPORUČLJIVO ZA:

- Seizmičko ojačanje zidanih konstrukcija (zidova, stubova, lukova i.t.d.)
- Povećanje otpornosti na smicanje obloga od kamena i opeke
- Stvaranje ojačanog sloja u kojem mreža sprečava stvaranje pukotina
- Sprečavanje pojave pukotina na kontaktu AB stubova i zidanih zidova

PREDNOSTI:

- Visoka duktilnost sa sposobnošću prihvatanja seizmičkih opterećenja
- Otpornost na visoke temperature
- Mogućnost primene na vlažne zidove
- Dobra paropropusnost

Mapegrid G220

SPECIJALNA ALKALNO-OTPORNA MREŽA OD STAKLENIH VLAKANA ZA OJAČANJE ZIDOVA OD KAMENA I OPEKE

Visoka sila zatezanja (45 kN/m)
Odlična dimenzionalna stabilnost
Ne rđa
Otpornost na atmosferalije
Lako za obradu i sečenje
Lako prilagodljivo obliku podloge

MAPEI®
ADHESIVES • SEALANTS • CHEMICAL PRODUCTS FOR BUILDING

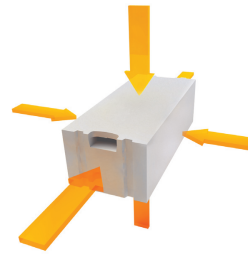
Planitop HDM

DVOKOMPONENTNI, VISOKO DUKTILNI MALTER ZA OJAČANJE ZIDOVA I ZA ZAGLAĐIVANJE I IZRAVNAVANJE POVRŠINA OD BETONA, KAMENA I OPEKE

Odlično prianjanje
Nizak modul elastičnosti
Otpornost na agresivne atmosferalije
Vodonepropusnost
Bez pukotina
Lako za nanošenje

YTONG®

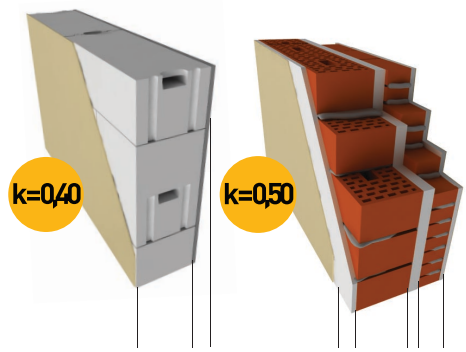
I leti i zimi idealna izolacija!



IZOTROPIJA
osobina materijala da imaju identična fizička svojstva u svim smerovima.

Prisustvo izotropije izdvaja YTONG blok u odnosu na tradicionalni zidni materijal.
To je vrlo značajno kada su u pitanju fizička izdržljivost bloka i pritisna čvrstoća, a ova osobina posebno je izražena kada su u pitanju termoizolaciona svojstva. Bilo da se radi o toploti ili hladnoći, kao i drugim vremenskim uticajima, YTONG uspeva da blokira nalete termičkih promena u svim pravcima, tako da zid ili objekat napravljen od YTONG-a ne zahteva nikakvu dodatnu termoizolaciju uz omogućavanje većeg stepena iskorišćenja toplotne energije.

Milioni malih vazdušastih ćelija efikasno sprečavaju gubitak energije



2.5X
Brža gradnja

Odlična
Termoizolacija

www.xella.rs
Besplatan info telefon: 0800 111 112

Xella®

ADING

sastojak svake građevine

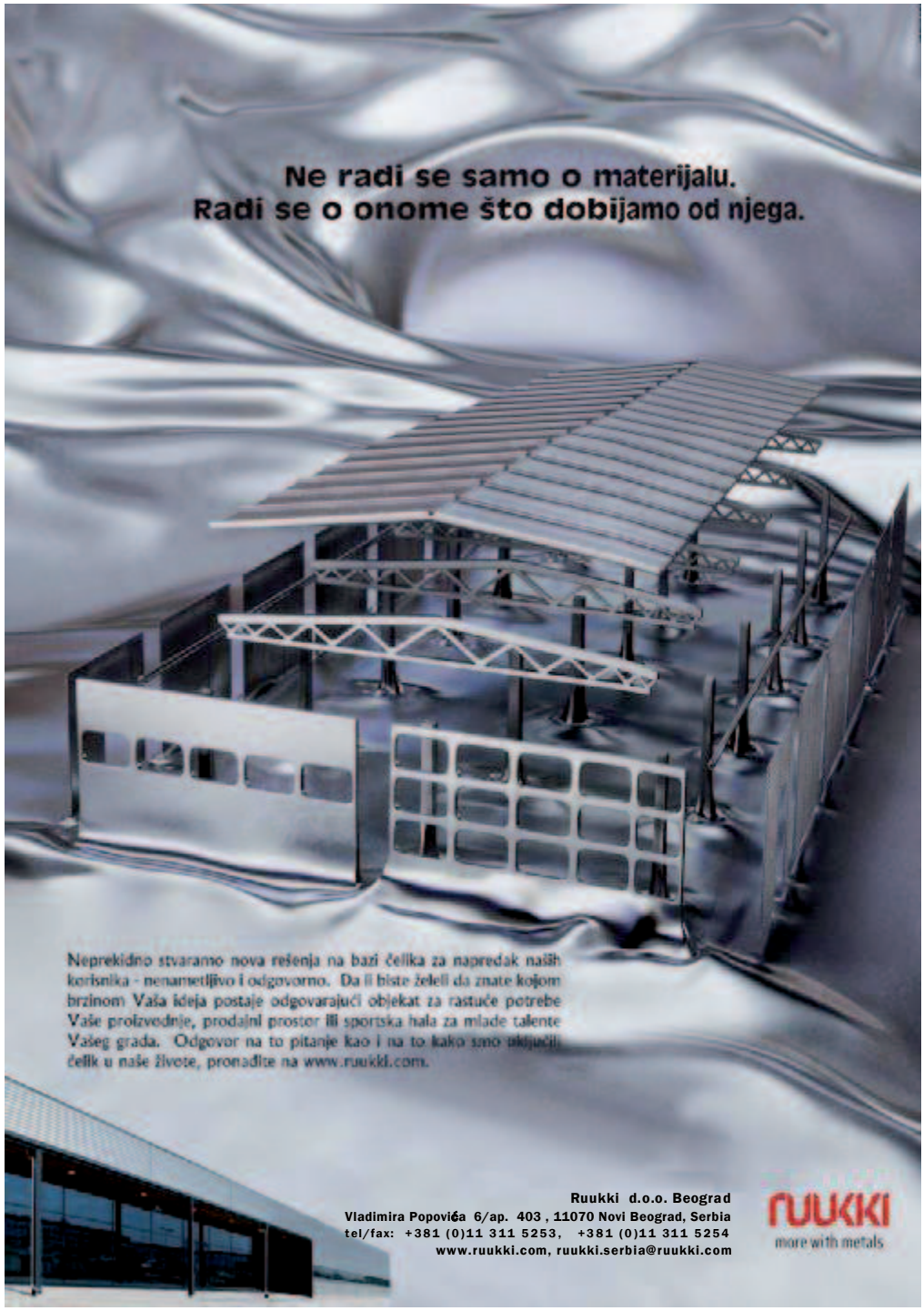
Rusija
Bugarija
Srbija
Kazahstan
Makedonija
Grčka
Hrvatska
Ukraina
Crna Gora
Rumunija
Mađarska
Albanija
BiH
Iran

Ading d.o.o. Nehruova 82,
11070 Novi Beograd
Tel/Fax: ++ 381/11 1769 338,
2160 576, 2158 014
ading_bgd @ ptt.yu

PROIZVODNI PROGRAM

- *Aditivi za betone i maltere*
- *Smese za zalivanje*
- *Reparacija betona*
- *Industrijski i sportski podovi*
- *Kitovi*
- *Hidroizolacije*
- *Zaštitni premazi*
- *Protivpožarni materijali*
- *Građevinska lepila*
- *Smese za izravnavanje*
- *Dekorativni premazi i malteri*
- *Proizvodi za građevinarstvo*

ADING


Ne radi se samo o materijalu.
Radi se o onome što dobijamo od njega.
Neprekidno stvaramo nova rešenja na bazi čelika za napredak naših korisnika - nenametljivo i odgovorno. Da li biste želeli da znate kojom brzinom Vaša ideja postaje odgovarajući objekat za rastuće potrebe Vaše proizvodnje, prodajni prostor ili sportska hala za mlade talente Vašeg grada. Odgovor na to pitanje kao i na to kako smo uključili čelik u naše živote, pronađite na www.ruukki.com.
Ruukki d.o.o. Beograd
Vladimira Popovića 6/ap. 403 , 11070 Novi Beograd, Serbia
tel/fax: +381 (0)11 311 5253, +381 (0)11 311 5254
www.ruukki.com, ruukki.serbia@ruukki.com
ruukki
more with metals

RUUKKI

Rautaruukki kompanija je osnovana 1960. godine u Finskoj, od kada posluje kroz svoje ćerke firme - Rannila, Gasell, Asva, Fundia. Od 2004. godine koristi marketinško ime **RUUKKI**, kojim je objedinio ne samo sve svoje firme, već i njihova znanja i iskustva na polju metala. Danas Ruukki posluje u dvadeset i četiri zemlje sa oko 14,000 zaposlenih, a u Srbiji je prisutan od početka 2003. godine, pod nazivom Rannila.

Ruukki je stručnjak u oblasti čelika i njegove upotrebe u građevinarstvu. Neprestan razvoj proizvodnog asortimana i načina poslovanja obezbeđuje sve kvalitetnije zadovoljenje potreba klijenata i partnera.
Korišćenjem Ruukki čeličnih hala omogućena Vam je pouzdana i brza izgradnja Vašeg objekta uz smanjen rizik. Time što ste se opredelili za Ruukki čelične hale, opredelili ste se za kvalitet i pouzdanost. Ruukki rešenje je optimizovano u slučaju čelične konstrukcije, kao i u slučaju svih krovnih i fasadnih elemenata, ali i usklađeno sa potrebama i specifičnim zahtevima svakog objekta ponaosob.

Kompletno rešenje koje Ruukki nudi obuhvata sve potrebne elemente za „zatvaranje objekta“ - krovni pokrivač, sa eventualno potrebnim kupolama i trakama, fasadni zid sa vratima i prozorima, potrebnim za normalno funkcionisanje objekta.

Ruukki Vam nudi kompletno rešenje kao pouzdan partner, u saradnji sa svojim partnerima. Sva potrebna dodatna oprema i elementi, da li su u pitanju vezni materijal, različite folije ili sigurnosni elementi za krov ili zid - sve to Vam Ruukki obezbeđuje iz istog izvora.

Ruukki proizvodne jedinice, kada je u pitanju čelična konstrukcija su u Poljskoj, Slovačkoj i Rumuniji, a sam izbor iste zavisi od lokaliteta Gradilišta, kao i od trenutne situacije u proizvodnji svake ponaosob.
U fabrikama u Mađarskoj, Rumuniji, Poljskoj, Finskoj, se proizvode profilisani limovi, paneli, olučni sistemi, fasadne obloge, kao i sva propratna galanterija.

Ruukki Vama na usluzi.

Ruukki.d.o.o. Beograd
Vladimira Popovića 6, Novi Beograd
tel/fax: + 381(0) 11 311 5253
+ 381(0) 11 311 5254
www.ruukki.com

OSVOJITE SA TONDACH®-OM DO 5.500,00 EVRA!

Info: www.tondach.at
www.potisje-kanjiza.com

Odmah se prijavite i osvojite nagradu!

Da li ste već prijavili Vaše projekte krovova za TONDACH® nagradu za krov veka 2008? Tražimo najbolje projekte krovova iz 11 zemalja, koji su pokriveni TONDACH® proizvodima, a realizovani su u periodu od **01.11.2007. do 30.11.2008.**

Novčane nagrade na nacionalnom takmičenju:
1. mesto: 2.000,- evra, 2. mesto: 1.500,- evra, 3. mesto: 1.000,- evra.

Tri najbolja projekta po zemlji i po kategoriji automatski se nominiraju za „TONDACH® internacionalnu nagradu za krov veka 2008".
Novčana nagrada na ovom nivou iznosi:
Pobednik: 3.500,- evra, 2. mesto: 2.500,- evra, 3. mesto: 1.500,- evra.

Pošaljite Vaše najbolje projekte krova sa TONDACH®-om na award@tondach.at, office@potisje-kanjiza.com ili poštom na Tondach Gleinstätten AG, 8443 Gleinstätten, Potisje Kanjiža, Subotički put 57, 24420 Kanjiža.

Unapred se radujemo Vašoj prijavi!

Puno uspeha i srdačan pozdrav!

Vaša TONDACH® ekipa

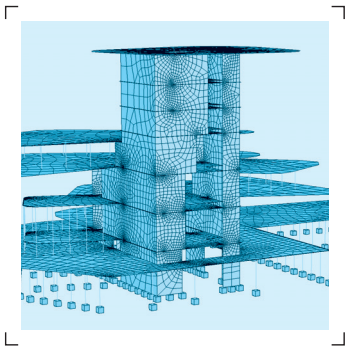
PS: Na www.tondach.at, www.potisje-kanjiza.com možete naći sve detalje za download.

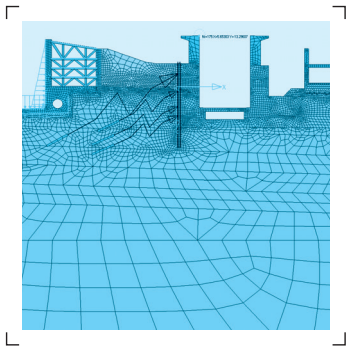
SOFiSTiK

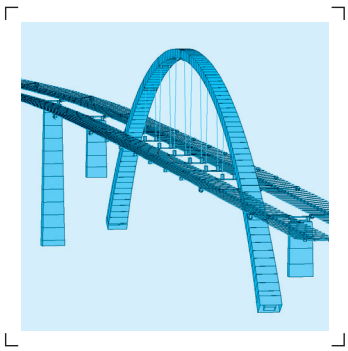
FINITE ELEMENT SOFTWARE

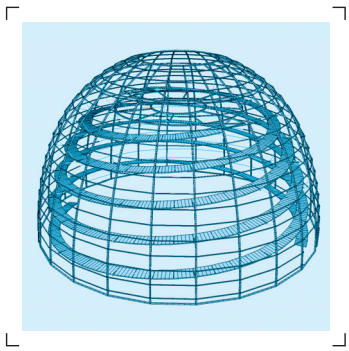
Building Design
Bridge Design

Geomechanics
Steel Design

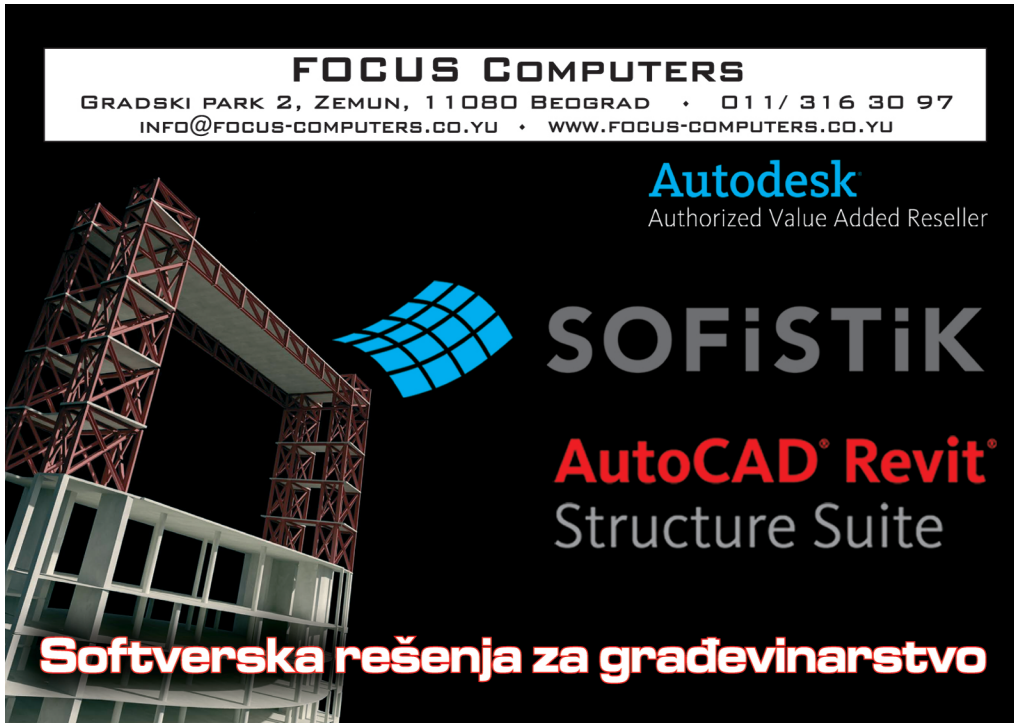








www.sofistik.com


FOCUS COMPUTERS
GRADSKI PARK 2, ZEMUN, 11080 BEOGRAD • 011/ 316 30 97
INFO@FOCUS-COMPUTERS.CO.YU • WWW.FOCUS-COMPUTERS.CO.YU
Autodesk
Authorized Value Added Reseller
SOFiSTiK
AutoCAD® Revit®
Structure Suite
Softverska rešenja za građevinarstvo