

Univerzitet u Novom Sadu
Fakultet tehničkih nauka
Departman za građevinarstvo i geodeziju
U saradnji sa
Studentskom Unijom Fakulteta tehničkih nauka

University of Novi Sad
Faculty of Technical Sciences
Department of Civil Engineering and Geodesy
In cooperation with
Students' Union of Faculty of Technical Sciences

CONSTRUCTION 17

Međunarodna konferencija studenata građevinarstva
International Conference of Civil Engineering Students

ZBORNIK NAUČNIH RADOVA
Novi Sad, Srbija 26 - 30. oktobar 2017.

CONFERENCE PROCEEDINGS
Novi Sad, Serbia 26 - 30 October, 2017

Univerzitet u Novom Sadu
Fakultet tehničkih nauka
Departman za građevinarstvo i geodeziju
U saradnji sa
Studentskom Unijom Fakulteta tehničkih nauka

University of Novi Sad
Faculty of Technical Sciences
Department of Civil Engineering and Geodesy
In cooperation with
Students' Union of Faculty of Technical Sciences

CONSTRUCTION 17

Međunarodna konferencija studenata građevinarstva
International Conference of Civil Engineering Students

ZBORNIK NAUČNIH RADOVA
Novi Sad, Srbija 26 - 30. oktobar 2017.

CONFERENCE PROCEEDINGS
Novi Sad, Serbia 26 - 30 October, 2017

Urednici:
Mladen Popara
Olivera Milošević
Svetlana Borojević

ISBN 978-86-7892-987-8

Međunarodna konferencija studenata građevinarstva CoNSTRUCTION 17

CIP - Каталогизација у публикацији
Библиотека Матице српске, Нови Сад

624(082)

МЕЂУНАРОДНА конференција студената грађевинарства CoNSTRUCTION 17 (2017 ; Нови Сад)

Zbornik naučnih radova / Međunarodna konferencija studenata građevinarstva CoNSTRUCTION 17, Novi Sad, Srbija 26 - 30. oktobar 2017. = Conference proceedings / International Conference of Civil Engineering Students CoNSTRUCTION 17, Novi Sad, Serbia 26 - 30 October, 2017 ; [urednici Mladen Popara, Olivera Milošević, Svetlana Borojević]. - Novi Sad : Departman za građevinarstvo i geodeziju, Fakultet tehničkih nauka, 2017 (Novi Sad : Departman za grafičko inženjerstvo i dizajn, Fakultet tehničkih nauka). - 110 str. : ilustr. ; 24 cm

Radovi na srp. i engl. jeziku. - Tiraž 40. - Bibliografija uz svaki rad. - Rezime na srp. i engl. jeziku.

ISBN 978-86-7892-987-8

a) Грађевинарство - Зборници
COBISS.SR-ID 319160839

Tehnički organizator skupa:

Studentska unija Fakulteta tehničkih nauka Novi Sad
i

Departman za građevinarstvo i geodeziju, Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad

Tehnički urednici zbornika:

Olivera Milošević, Svetlana Borojević, Srna Todorović, Miloš Šešlja,
Slobodan Šupić, Mladen Popara

Izdavač:

Departman za građevinarstvo i geodeziju, Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad

Štampa:

Departman za grafičko inženjerstvo i dizajn, Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad

Organizacioni odbor:

Organizing Committee:

Olivera Milošević, predsednik (President)

Svetlana Borojević, potpredsednik (Vice president)

Mladen Popara, predsednik SUFTNNS

Milica Tripković

Danica Ateljević

Jovana Vasić

Natalija Glišić

Marko Stevanović

Konstantin Prodanović

Miloš Bošković

Dejana Kapetanović

Dajana Jokanović

Srna Todorović

Savo Starović

Bogdan Šinik

SADRŽAJ CONTENT

PROJEKT SANDUČASTOG BETONSKOG MOSTA IZVEDENOG SLOBODNOM KONZOLNOM GRADNJOM PREKO RIJEKE ČIKOLE

AUTOR - mag. ing. aedif. MATIJA ADAKOVIĆ,

doc. dr. sc. ANDJELKO VLAŠIĆ

DESIGN OF FREE CANTILEVER BOX GIRDER BRIDGE ACROSS ČIKOLA RIVER

AUTHOR - mag. ing. aedif. MATIJA ADAKOVIĆ,

doc. dr. sc. ANDJELKO VLAŠIĆ

1

ANALIZA VIBRACIJA PJEŠAČKIH MOSTOVA PRI PROMETNOM OPTEREĆENJU PJEŠACIMA

AUTOR - univ. bacc. ing. aedif. PETRA MUŽIĆ, mag. ing. aedif. SARA PIRC,

doc. dr. sc. ANDJELKO VLAŠIĆ

THE ANALYSIS OF FOOTBRIDGE VIBRATIONS INDUCED BY PEDESTRIAN TRAFFIC

AUTHOR - B. Sc. PETRA MUŽIĆ, M. Sc. SARA PIRC.;

associate professor ANDJELKO VLAŠIĆ, Ph. D.

17

PROCENA STANJA PRILAZNE KONSTRUKCIJE I STUBOVA SENTANDREJSKOG MOSTA U NOVOM SADU

AUTORI - OLIVERA BUKVIĆ, OLIVERA MILOŠEVIĆ, IVANA BOŽULIĆ,
DUŠAN ARSIĆ, IVAN PIJANIĆ

ASSESSMENT OF APPROACH STRUCTURE AND PIERS OF ST. ANDREA'S BRIDGE IN NOVI SAD

AUTHORS - OLIVERA BUKVIĆ, OLIVERA MILOŠEVIĆ, IVANA BOŽULIĆ,
DUŠAN ARSIĆ, IVAN PIJANIĆ

39

**SADRŽAJ
CONTENT**

**USPOREDNA ANALIZA RAZLIČITIH VARIJANTI PRIMJENE
OUTRIGGER SUSTAVA NA PRIMJERU VISOKE ZGRADE**

AUTOR - mag. ing. aedif. IVAN HAFNER,

doc. dr.sc. ANDJELKO VLAŠIĆ, mag. ing. aedif. DOMINIK SKOKANDIĆ

**COMPARATIVE ANALYSIS OF DIFFERENT OUTRIGGER STRUCTURAL
SYSTEM VARIANTS IN A HIGH RISE BUILDING**

AUTHOR - mag. ing. aedif. IVAN HAFNER, doc. dr.sc. ANDJELKO VLAŠIĆ,

mag. ing. aedif. DOMINIK SKOKANDIĆ

49

PRORAČUN VISOKE ZGRADE DIAGRIDSUSTAVA U ZAGREBU

AUTORI - mag. ing. aedif. KARLO OŽIĆ,

doc. dr.sc. ANDJELKO VLAŠIĆ, mag. ing. aedif. DOMINIK SKOKANDIĆ

**STRUCTURAL DESIGN OF A DIAGRIDSYSTEM HIGH
RISE BUILDING IN ZAGREB**

AUTHORS - mag. ing. aedif. KARLO OŽIĆ, doc. dr.sc. ANDJELKO VLAŠIĆ,

mag. ing. aedif. DOMINIK SKOKANDIĆ

61

**PRORAČUN VISOKE ZGRADE SA LAGANOM MEDJUKATNOM
KONSTRUKCIJOM**

AUTORI - mag. ing. aedif. DOMINIK SAMARA,

doc. dr.sc. ANDJELKO VLAŠIĆ, mag. ing. aedif. DOMINIK SKOKANDIĆ

**STRUCTURAL DESIGN OF TALL BUILDING WITH LIGHT FLOOR
SLABS**

AUTHORS - mag. ing. aedif. DOMINIK SAMARA, doc. dr.sc. ANDJELKO

VLAŠIĆ, mag. ing. aedif. DOMINIK SKOKANDIĆ

73

SADRŽAJ
CONTENT

**ANALIZA MAKRO KOMPONENTATA T ELEMENTA U SPOJU
GREDA-STUB PRATEĆI REDUKCIJU NOSIVOSTI STUBA**

AUTOR - IVANA TADIĆ,

MENTORI - ADRIAN CIUTINA, ZLATKO MARKOVIĆ, JELENA DOBRIĆ,
MILAN SPREMIĆ

**T-STUB MACRO COMPONENTS OF BEAM TO COLUMN
CONNECTIONS FOLLOWING THE LOSS OF A COLUMN**

AUTHOR - IVANA TADIĆ,

SUPERVISORS - ADRIAN CIUTINA, ZLATKO MARKOVIĆ, JELENA DOBRIĆ,
MILAN SPREMIĆ

Autor: *mag. ing. aedif. Matija Adaković*
doc. dr. sc. Andelko Vlašić

PROJEKT SANDUČASTOG BETONSKOG MOSTA IZVEDENOG SLOBODNOM KONZOLNOM GRADNJOM PREKO RIJEKE ČIKOLE

Rezime: Most služi za prijelaz preko rijeke Čikola i istoimenog kanjona. Prema rasponu spada u kategoriju srednjih raspona, no prema izvedbi u značajan inženjerski pohvat s obzirom na veličine konzola tijekom izvedbe. Model i proračun napravljeni su u programskom paketu „SOFiSTiK“. Zbog slobodne konzolne gradnje, potrebno je dimenzionirati i zadovoljiti granična stanja nosivosti i uporabivosti tijekom svih faza izvedbe i tijekom uporabe mosta. Sandučasti presjek prednapet je nategama za prednapinjanje i to u dvije faze, tijekom izvedbe i prije puštanja u promet. Naposljetku je napravljen plan montaže krletke da ju se geodetski precizno namješta tijekom izvedbe, tako da niveleta mosta bude u željenom (nultom) položaju za ciljanu fazu uporabe. Na temelju proračunskih rezultata napravljeni su tehnički nacrti presjeka, plan armature presjeka te rasporedi natega za obje faze prednapinjanja.

Ključne reči: sandučasti betonski most, slobodna konzolna gradnja

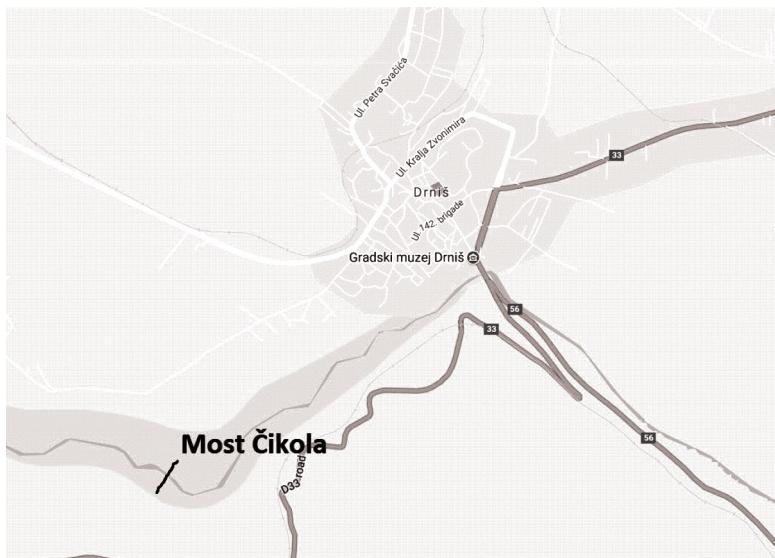
DESIGN OF FREE CANTILEVER BOX GIRDER BRIDGE ACROSS ČIKOLA RIVER

Abstract : The role of this bridge is for crossing Čikola river and canyon. According to its span, this bridge belongs to the medium span bridges category, but according to the method of building it is considered as a serious engineering task because of the length of cantilever. Model and static design were made in software “SOFiSTiK”. Because of the free cantilever method, it is required to design and fulfill ultimate limit states and service limit states during all of the construction stages and bridge service. Box girder section is prestressed in two phases, during construction and before traffic opening. Based on the design results, technical drawings, formwork assemblage plan and disposition of tendons for both phases of prestressing were made.

Key words: box girder bridge, free cantilever method

1. UVOD

Radi prometnog povezivanja obale i zaleđa Šibensko – Kninske županije planirana je Brza cesta Šibenik – Drniš – Knin – granica BiH. Postojeću cestovnu mrežu Drniša čine ceste loših građevinsko - tehničkih elemenata koje nisu pogodne za prihvatanje tranzitnog i gradskog prometa. Zbog preusmjeravanja tranzitnog prometa iz grada potrebno je izgraditi Obilaznicu Drniša kojom bi se pozitivno utjecalo kako na sigurnost prometa i rasterećenje prometnica u gradu Drnišu, tako i na kvalitetu života stanovnika. Planirana trasa te obilaznice prolazi preko rijeke i kanjona Čikola i upravo je iz tog razloga potreban ovaj most.

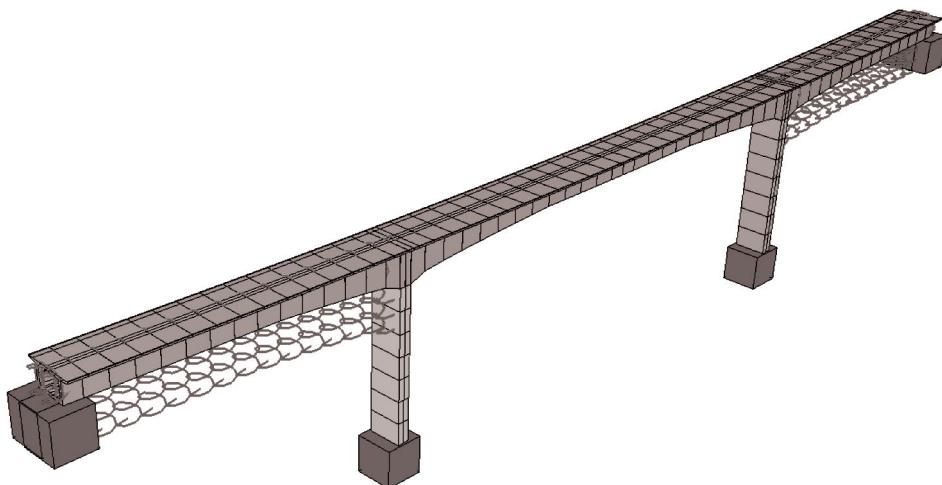


Slika 1. Situacija

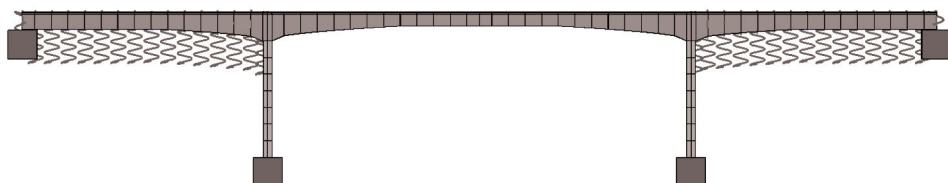
S obzirom na prirodni krajolik i duljinu prepreke koju treba premostiti, prihvatljive varijante nosivog sustava bile bi okvir, razupora ili luk. Te su varijante pogodne jer, osim što mogu imati značajno veći glavni raspon u odnosu na rubne raspone i time premostiti duboki kanjon, mogu biti lijepo estetski oblikovani i uklapljeni u ovakav krajolik. Okviri i razupore obično se izvode s paraboličnom ili linearom promjenom intradosa iz razloga što oblik prati dijagram momenata savijanja koji je veći nad stupom nego u polju zbog upetosti. Zbog toga se presjeku smanjuje visina, ali i debljine stijenki od stupa prema polju. Osim estetskog, takva promjena ima i značajan ekonomski povoljan učinak jer se štedi na materijalu. Za lučni i okvirni sustav mogla bi se koristiti slobodna konzolna gradnja jer je prepreka visoko i ne može se poduprijeti ispod glavnog raspona. Okvirni sustav je ekonomičniji od lučnog jer nisu potrebni dodatni privremeni piloni za pridržavanje izbetoniranih segmenata luka.

Zato je na kraju odabrana varijanta statičkog sustava okvira, a kao način izvedbe slobodna konzolna gradnja gdje će se rubni rasponi izvesti na skeli jer je teren ispod rubnog raspona pristupačan. Ova varijanta je i najpovoljnija za stupove jer se oni izvode u kliznoj skeli i vertikalni su. Prema rasponu ovaj most spada u kategoriju srednjih raspona, no prema izvedbi slobodnom konzolnom gradnjom u značajan inženjerski pothvat s obzirom da veličine konzola tijekom izvedbe dosežu i 51 m. Za modeliranje i proračun korišten je programski paket „SOFiSTiK.“ Modeliranje konstrukcije programskim paketom „SOFiSTiK“ podijeljeno je na dijelove koji definiraju različite aspekte modela i nazivaju se modulima. Software nudi mogućnost simuliranja i proračuna po svim fazama izvedbe, što je posebno važno s obzirom da se radi o slobodnoj konzolnoj gradnji. Za svaku se fazu definiraju aktivni elementi i proračun je proveden na štapnom modelu statičkog okvirnog sustava.

 SOFiSTiK



Slika 2. Prikaz 3D modela (izometrija)



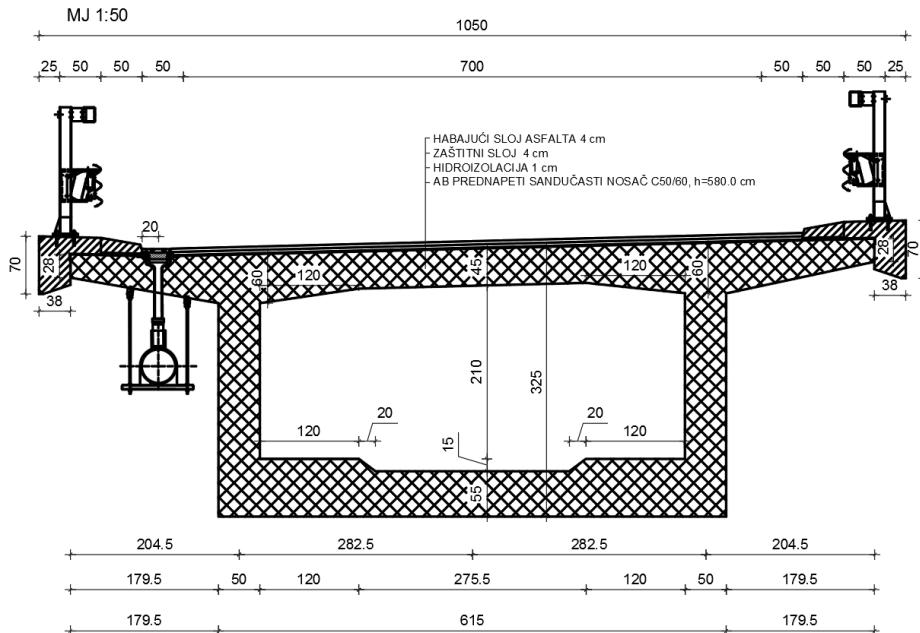
Slika 3. Prikaz 3D modela (pogled)

2. TEHNIČKI OPIS

2.1. OPĆENITO O MOSTU

Prepreka preko kanjona Čikola premošćuje se s ukupno 3 raspona gdje su oba rubna raspona 59 m, glavni raspon 102 m, duljina lijevog upornjaka 9,56 m i duljina desnog upornjaka je 9,0 m što čini ukupnu duljinu mosta od 238,56 m, a duljinu mosta od osi do osi rubnjaka 220 m. Nosivi sklop sastavljen je od armirano betonskih sandučastih nosača koji se prednapinju nategama za naknadno prednapinjanje i upeti su u stupove te se oslanjanju na ležajeve nad masivnim upornjacima. Glavni raspon sastoji se od ukupno 24 segmenta duljine 4 m, te 2 segmenata u sredini mosta koji su duljine 3 m, a svaki rubni raspon od 14 segmenata duljine 4 m te 1 segment od 3 m. Svaki segment glavnog raspona povezan je sa segmentima, simetričnim s obzirom na os stupa, rubnog raspona nategama 1. faze. Prometna širina mosta definira se prema projektnoj brzini od 100 km/h pa je širina prometnice mosta 8,0 m od koje $2 \times 0,5$ m otpada na rubne trakove, a 7,0 m na kolnik. Ukupna širina mosta je 10,50 m od koje $2 \times 0,5$ m otpada na rubnjake, $2 \times 0,5$ m na ograde, $2 \times 0,25$ m na prostor na vijencu iza ograde te ostatak od 8,0 m na širinu prometnice (slika 4). Projektna brzina mjerodavna je za izračunavanje graničnih vrijednosti tlocrtnih i visinskih elemenata trase.

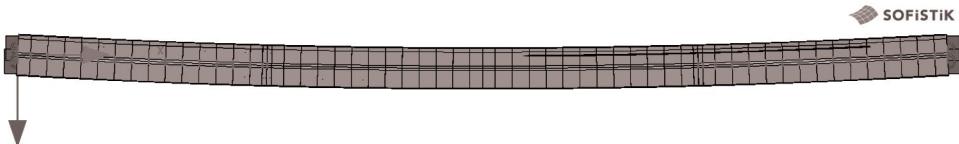
KARAKTERISTIČNI POPREČNI PRESJEK MOSTA U SREDINI (GL. RASPON)



Slika 4. Karakteristični presjek u sredini mosta

Niveleta mosta nalazi se u konveksnoj krivini s usvojenim radijusom od 12350 m i uzdužnim nagibom od 0.95%. Vertikalna zakriviljenost ovisi o prometnim uvjetima poput duljine zauštavne preglednosti, visini oka vozača te visini zapreke.

Most se također nalazi i u horizontalnoj krivini s radijusom od 1900 m. Taj radijus zadovoljava uvjet da se zadrži poprečni nagib kolnika od 2.5% za projektну brzinu od 100 km/h.



Slika 5. Horizontalna krivina mosta

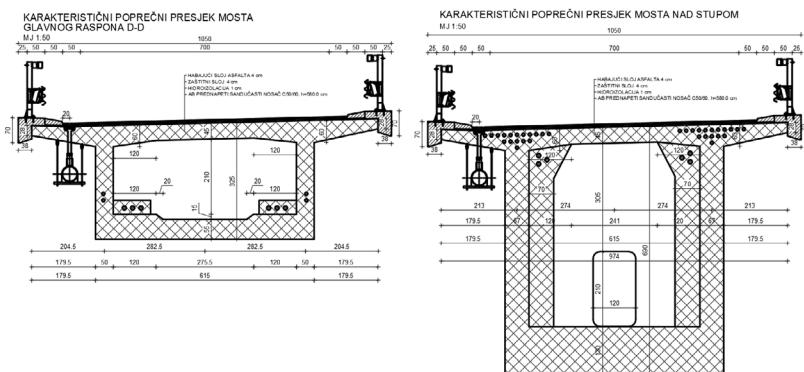
Pokos nasipa je stijena, a odabrani nagib je 1:1. Ispod mosta je duboki kanjon stoga nema opasnosti od zadiranja u slobodni profil isto kao ni iznad mosta, na prometnici, s obzirom da se nosivi sklop nalazi ispod kolničke konstrukcije.

2.2. POPREČNI PRESJECI

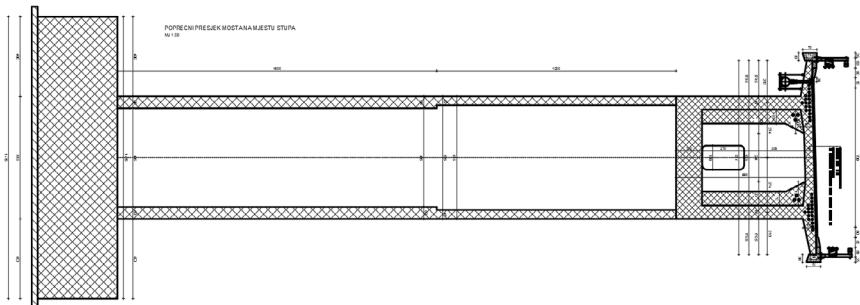
Za poprečni presjek glavnog nosača najprikladniji odabir je sandučasti kad on općenito pogoduje izvedbi kontinuiranih nosača jer gornja i donja ploča preuzimaju podjednako tlačne i vlačne sile. Inače se mogu koristiti za raspone čak i do 300 m, a na ovom mostu najveći je raspon 110 m. Visina presjeka smanjuje se od stupa prema sredini raspona po zakonu parabole i to za glavni raspon u prvih 8 segmenata, a u rubnom rasponu u prvih 6 segmenata gdje je do kraja konstantan. Također, smanjuju se i debljine dijelova poprečnog presjeka i to debljine hrptova, debljina donje ploče i debljina donje vute kako je dano u tabeli 1.

	Presjek nad stupom	Presjek u polju
Ukupna visina sanduka	690 cm	390 cm (rubni); 325 cm (glavni)
Debljina hrpta	67 cm	50 cm
Debljina donje ploče	130 cm	55 cm
Debljina donje vute	/	70 cm

Tabela 1. Promjena debljine stijenki poprečnog presjeka glavnog nosača

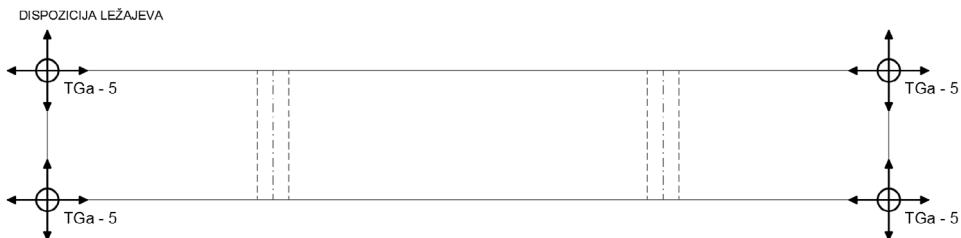
**Slika 6.** Poprečni presjeci nad stupom i u polju

Rasponski sklop upet je u dvama betonskim stupovima duljine 28 m sandučastog poprečnog presjeka vanjskih dimenzija $6,15 \times 2,20$ m s debljinom stijenke od 60 cm na donjoj polovini, te 45 cm na gornjoj polovini i izrađeni su od betona klase C 50/60 koji se izvode monolitno u kliznoj oplati.

**Slika 7.** Poprečni presjek mosta na mjestu stupa

2.3. LEŽAJEVI I PRIJELAZNE NAPRAVE

Stup je upet u rasponsku konstrukciju, stoga se ležajevi nalaze jedino nad upornjacima. Dispozicija ležajeva je takva da su dopušteni pomaci u oba horizontalnim smjerovima i na taj način sve horizontalne sile preuzimaju sami stupovi. Kod dispozicije s dopuštenim pomacima u uzdužnom, a spriječenim u poprečnom smjeru javljaju se prevelike reakcije od potresa i upitno je može li se izvesti ležaj koji bi to preuzeo zbog premale vlastite težine rasponskog sklopa. Na kraju su odabrani ležajevi na mostu TGa – 5 marke Maurer koji mogu preuzeti maksimalno 5000 kN vertikalne reakcije, a mjerodavno vertikalno opterećenje je 4927 kN za kombinaciju stalnog opterećenja, potresa i temperature.



Slika 8. Dispozicija ležajeva

Za prijelazne naprave odabiru se naprave tipa D160 proizvođača Maurer jer je mjerodavan poprečni pomak od 47,29 mm manji od dopuštenog 80 mm te ukupni uzdužni pomak od 121,54 mm manji od dopuštenog 160 mm.

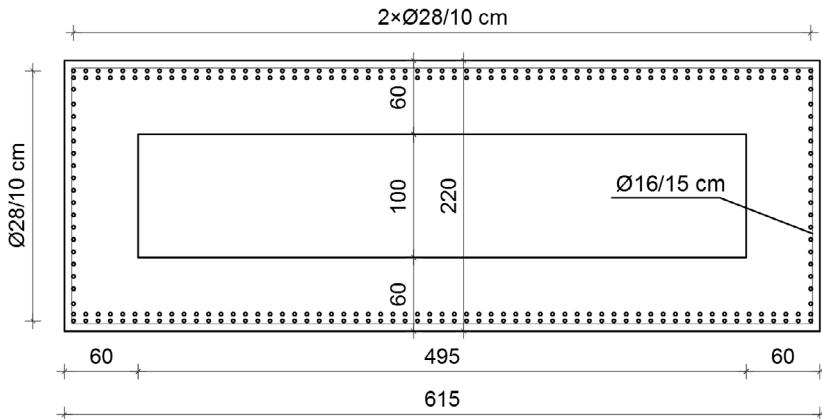
3. STATIČKI PRORAČUN, DIMENZIONIRANJE I PROVJERE NAPREZANJA

Proračun je proveden na štapnom modelu statičkog sustava okvira pomoću programskega paketa „SOFiTik“ kako je već i ranije rečeno. Provedena je analiza opterećenja za vlastitu težinu mosta, dodatno stalno - koje uključuje rubnjake, hidroizolaciju, asfalt, odbojne ograde i vijenac, prometno opterećenje – Model 1 (Eurocode), vjetar, temperaturu i potres. Za lokaciju na kojoj se most nalazi očitano je ubrzanje tla od 0.21g za povratni period od 475 godina, odabrana kategorija tla A i odabran tip horizontalnog spektra 1. Vlastita frekvencija za 1. modispala je 0.64 Hz, a period 1.56 s.

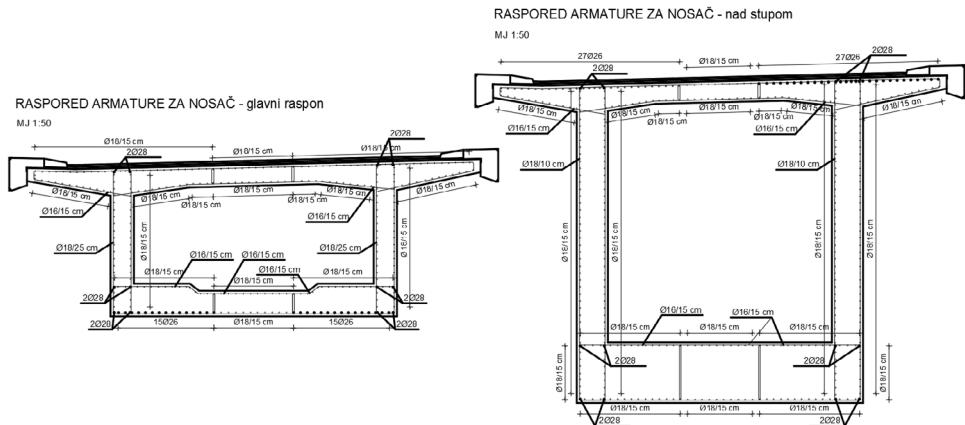
Kombinacije opterećenja za GSN (granično stanje nosivosti) su potresna, stalna i prolazna, a za GSU (granično stanje uporabivosti) česta, nazovistalna i rijetka. Provedeno je dimenzioniranje za GSN i GSU i kontrole naprezanja za:

- provjeru raspucalosti presjeka $<4,1 \text{ MPa}$ i širine pukotina $<0,2 \text{ mm}$ za čestu kombinaciju
- naprezanja u betonu $<0,6 \text{ fck}$ i naprezanja u nenapetoj armaturi $<0,8 \text{ fyk}$ za rijetku kombinaciju
- naprezanja u prednapetoj armaturi $<0,75 \text{ fpk}$ za rijetku kombinaciju
- naprezanja u betonu $<0,45 \text{ fck}$ za nazovistalnu kombinaciju
- te kontrolu dekompresije za nazovistalnu kombinaciju

Zbog toga što stupovi preuzimaju sve horizontalne sile uključujući i potres, potrebno je smjestiti armturne šipke $\varnothing 28/10\text{cm}$ u 2 reda po dužoj stranici stupa, kako je i prikazano na slici 9.

**Slika 9.** Plan armature stupa u podnožju

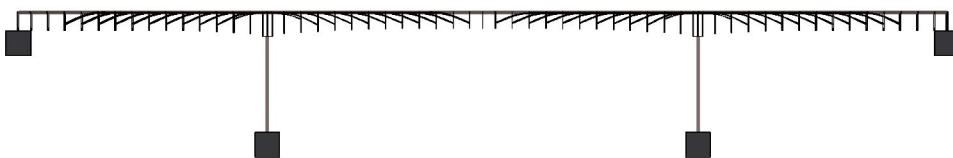
U poprečnom presjeku glavnog nosača gotovo sva vlačna naprezanja preuzimaju natege za prednapinjanje stoga nema velike potrebe za nenapetom armaturom. Ipak, od provjere nosivosti na otkazivanje bez najave potrebno je ugraditi $30\varnothing 26$ u polju u donju zonu donje ploče nosača i $54\varnothing 26$ u gornju zonu gornje ploče nad stupom. Ostale dijelove glavnog nosača potrebno je samo konstruktivno armirati, kako je i prikazano na slici 10.

**Slika 10.** Plan armature glavnog nosača u polju i nad stupom

Norme korištene u proračunu su EN 1990, EN 1991, EN 1991-2 i EN 1991-1-4 za opterećenja, EN 1992-1-1 i EN 1992-2 za betonske mostove i EN 1998 – 1 i EN 1998-2 za potres na mostovima.

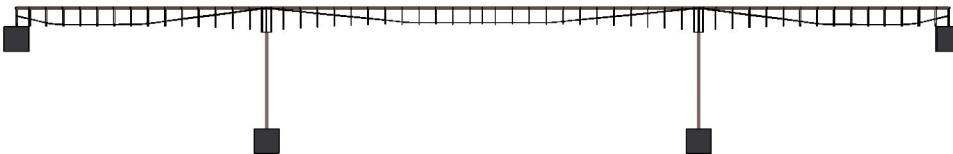
4. PREDNAPINJANJE

Prednapinjanje ovog mosta odvija se u dvjema fazama zbog slobodne konzolne gradnje. Natege prve faze smještaju se u gornju zonu sanduka jer je to vlačno područje i javlja se negativni moment zbog statičkog sustava konzole tijekom gradnje, ali i u eksploataciji zbog upetosti u stup. Potrebne su minimalno dvije natege po segmentu koje se sidre što niže, da vertikalna komponenta sile prednapinjanja bude što veća te smanji dijagram poprečnih sila. Natege se sidre na otprilike 1/3 visine mjereno od donjeg ruba sanduka. Rubni rasponi izvode se na skeli te se potrebne natege prve faze odmah ugrađuju u njih i ostavljaju za nastavljanje u glavnom rasponu pomoću kuplera.



Slika 11. Natege 1. faze prednapinjanja

Natege druge faze prolaze kroz cijeli most (sva 3 raspona) i preuzimaju razliku momenata savijanja između onog u $t=\infty$ i onog nakon što su ugrađene natege prve faze. Onaj moment savijanja koji se javlja nakon što su ugrađene natege prve faze u sebi sadrži opterećenje od vlastite težine nosača i natega i utjecaj puzanja i skupljanja od 7 dana betonskih elemenata. Ova razlika koju je potrebno dodatno preuzeti nategama druge faze u sebi sadrži još opterećenje od dodatnog stalnog opterećenja, utjecaja temperature te puzanje i skupljanje betonskih elemenata nakon puštanja u promet. U nazovistalnoj proračunskoj kombinaciji, za koju se proračunava ovaj potreban broj natega, prometno se opterećenje množi s koeficijentom 0.



Slika 12. Natege 2. faze prednapinjanja

Za prvu fazu primjenjuje se naknadno prednapinjanje sa sprezanjem ostvarenim naknadnim injektiranjem, a za drugu fazu vanjsko prednapinjanje. Natege druge faze ugrađuju se s unutarnje strane sanduka i uz pomoć devijatora skreću i izravnavaju po sredini raspona da bi čim bolje „izravnali“ i dijagram momenata savijanja. Devijatori se nalaze na donjim vutama u polju uz hrbat, a iznad stupa se radi istaka na hrptu kroz koju onda prolaze natege (slika 6).

Za prednapinjanje koristi se sustav prednapinjanja DYWIDAG s kvalitetom čelika 1570/1770 i to za natege prve faze tip 6815, a za natege druge faze tip 6827. Brojevi 15 i 27 označavaju broj užadi u nategama.

Za proračun potrebnog broja natega prve faze mjerodavan moment savijanja je nakon izgradnje zadnjeg (13.) segmenta, kada je konzola najveća i iznosi $3,6001 \times 105$ kNm. S druge strane, za proračun potrebnog broja natega druge faze, moment savijanja koji trebaju preuzeti natege je zapravo razlika momenata savijanja između onog u $t=\infty$ i onoga nakon što su ugrađene natege prve faze. U glavnom rasponu ta razlika iznosi 20284 kNm, a u rubnom rasponu 13169 kNm. Budući da je u rubnom rasponu manja razlika momenata savijanja koju natege druge faze moraju preuzeti, to znači da će trebati i manja sile prednapinjanja. Međutim, sve natege druge faze prolaze kroz cijeli most i smanjivanjem kraka sile prednapinjanja u rubnom rasponu, smanjit će se i utjecaj prednapinjanja te na taj način uzeti u obzir manji moment savijanja u rubnom rasponu u odnosu na glavni raspon.

Najveća sila u nategama u trenutku $t=0$ (nakon sidrenja) izračunava se prema izrazima (1) i (2):

$$\sigma_{pm0,max} = \begin{cases} 0,75 \cdot f_{pk} = 0,75 \cdot 1770 = 1327,5 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{mjerodavno} \\ 0,85 \cdot f_{p0,1,k} = 0,85 \cdot 1570 = 1334,5 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \quad 1)$$

$$P_{m0,max} = A_p \cdot \sigma_{pm0,max} \quad 2)$$

gdje je:

$\sigma_{pm0,max}$ – najveće dopušteno naprezanje u natezi nakon prednapinjanja i unosa sile u beton
 A_p – površina poprečnog presjeka natege

Za natege prve faze, odnosno tip 6815 najveća sila iznosi 2986,9 kN, a za natege druge faze, odnosno tip 6827 iznosi 5017,9 kN.

Potrebna sila prednapinjanja dobije se prema jednadžbi (3).

$$P_{p,m0,potrebno} = \frac{M \cdot A}{0,85 \cdot r_{inf} \cdot (W + z_1 \cdot A)} \quad 3)$$

gdje je:

M - moment savijanja

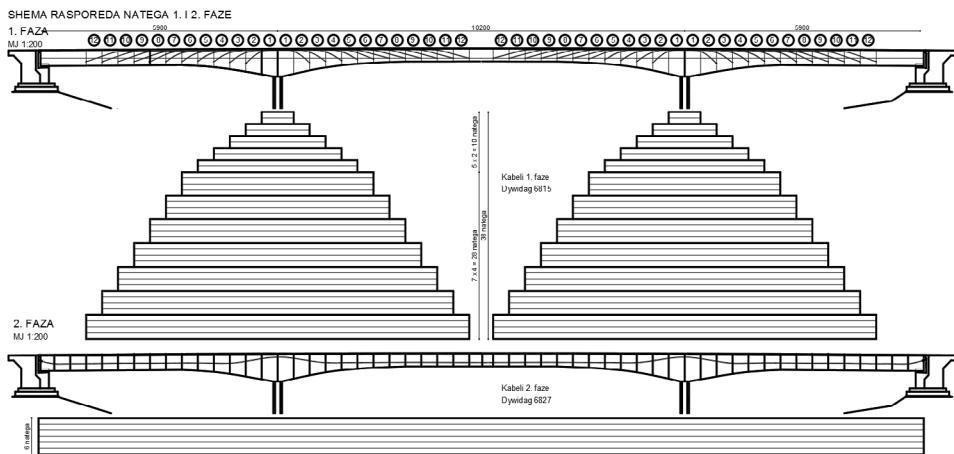
A - površina poprečnog presjeka

r_{inf} – koeficijent množenja karakteristične sile prednapinjanja (iznosi 0.9)

W – moment otpora poprečnog presjeka

z_1 – krak sile prednapinjanja do težišta poprečnog presjeka

Omjerom izraza (3) i (2) i kasnijim iteracijskim software-skim proračunom modela usvojeno je za prvu fazu prednapinjanja 38 natega, a za drugu fazu 6 natega.



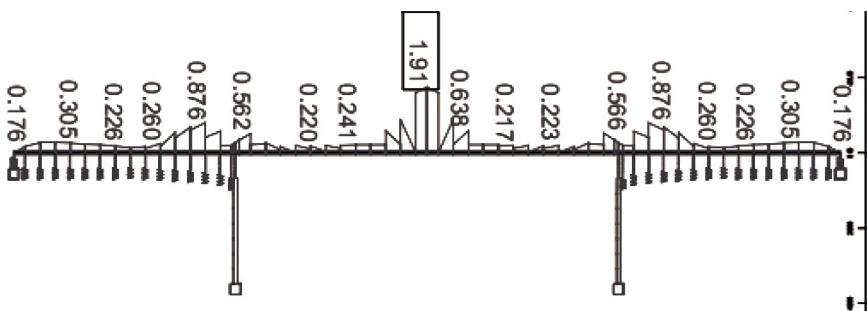
Slika 13. Raspored natega 1. i 2. faze prednapinjanja

5. IZVEDBA

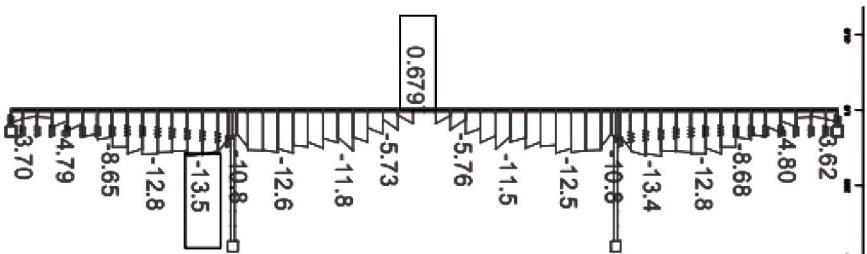
Izvedba mosta počinje od donjeg ustroja gdje se prvo betoniraju upornjaci, temelji za stupove te stupovi u kliznoj oplati. Potom slijedi izvedba rubnih raspona koji se betoniraju na skeli te se u njih ugrađuju natege za prvu fazu koje su sa svoje jedne strane usidrene u rubnom rasponu na donjoj trećini visine presjeka, a s druge strane vire u glavni raspon. U glavnem rasponu natege na svojim krajevima imaju kuplere koji služe za nastavljanje natega u pripadajući segment u glavnom rasponu. Natege su raspoređene tako da su, simetrično s obzirom na stup, povezani segmenti rubnog i glavnog raspona. Zatim se izvodi glavni raspon slobodnom konzolnom gradnjom po segmentima duljine 4 m te se u njih postavljaju natege prve faze koje su nastavljene na već spomenute kuplere i sidre na donjoj trećini presjeka u glavnom rasponu. Kroz zadnja dva segmenta u sredini glavnog raspona ne prolaze natege jer je ostvaren kontinuitet mosta i nije moguće izvršiti prednapinjanje. Svrha tih natega je da preuzimaju vlastito opterećenje, opterećenje od preša za prednapinjanje i opterećenje od radnika. Nakon svakog izbetoniranog segmenta uzima se u obzir utjecaj puzanja i skupljanja od 7 dana. Napredovanje glavnog raspona ide istovremeno s obje strane kanjona sve do sredine glavnog raspona gdje se uspostavlja kontinuitet. S unutarnje strane presjeka izbetonirane su istake na hrptovima (nad stupom) i devijatori (u polju) na donjoj vuti u kojima su ugrađene cijevi za prolazak natega druge faze. Nakon uspostavljenog kontinuiteta mosta i dovršenih svih dijelova betoniranja postavljaju se natege druge faze u ostavljene cijevi i vrši se prednapinjanje tih natega s lijeve i desne strane mosta. Nakon toga postavlja se hidroizolacija i na nju asfaltira kolnik, polažu vijenci i rubnjaci, postavljaju ograde i rasvjeta te ugrađuje prijelazna naprava. Sav beton na ovom mostu izvodi se monolitno. Tijekom izvedbe potrebno je pomicati i geodetski namještati krletku i oplatu. Ako se to ne provodi ispravno, u konačnici nećemo imati niveleta na željenoj visini. Pomoću Precamber analize koju software nudi određen je vertikalni pomak krletke u svakoj fazi da bi u konačnici na kraju izvedbe niveleta bila na željenom mjestu. Referentna faza izvedbe, odnosno ona za koju se namješta krletka da niveleta dođe u ispravan položaj, je faza prije puštanja u promet.

6. ZAKLJUČAK

Iz anvelope vlačnih naprezanja tijekom svih faza izvedbe najveće vlačno naprezanje iznosi 1,91 MPa.

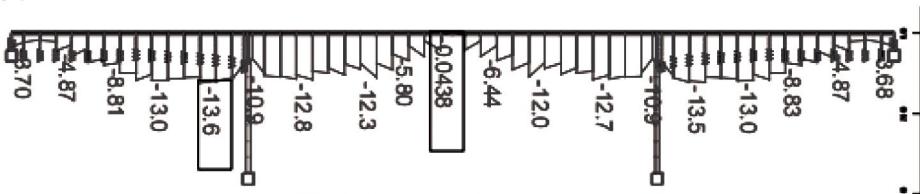


Slika 14. Anvelopa vlačnih naprezanja tijekom faza izvedbe



Slika 15. Kontrola naprezanja za provjерu raspucalosti presjeka

Također, tijekom eksploatacije mosta u kontroli naprezanja za provjeru raspucalosti presjeka (slika 15) najveće vlačno naprezanje iznosi 0,679 MPa. Ovime se zaključuje da je vlačno naprezanje u mostu tijekom izvedbe i tijekom uporabe u dopuštenim granicama jer je manje od srednje osne vlačne čvrstoće betona klase C50/60 koje iznosi 4,1 MPa i nema opasnosti od raspucavanja betona i širina pukotina većih od dopuštenih. Dokaz dekompresije (rastlačenja) poprečnog presjeka provodi se nakon što je završilo puzanje i skupljanje ($t=\infty$). Za razrede izloženosti ovog mosta zahtjeva se da nema pojave vlačnih naprezanja za nazovistalnu kombinaciju ni u jednom presjeku mosta. Najmanje tlačno naprezanje iznosi 0,0438 MPa i javlja se u presjeku u sredini mosta.



Slika 16. Kontrola dekompresije

Uvjet da tlačna naprezanja u betonu budu manja od $0,6 f_{ck}$ za rijetku kombinaciju potrebno je zadovoljiti kako bi se izbjegla pojava uzdužnih pukotina u betonu, a uvjet da tlačna naprezanja u betonu (nosač i stup) za nazovistalnu kombinaciju budu manja od $0,45 f_{ck}$ potrebno je zadovoljiti kako bi se izbjegle prevlike deformacije puzanja kada je uporabivost, nosivost ili trajnost konstrukcije pod velikim utjecajem puzanja.

ZAHVALNOST

Posebnu zahvalnost dugujem mentoru doc. dr. sc. Andželku Vlašiću koji mi je pomogao svojim brojnim korisnim savjetim pri izradi ovog rada.

LITERATURA

- Radić, J.: Masivni mostovi, Hrvatska sveučilišna naklada (2008.), Zagreb, Hrvatska
 - Zanimljivosti kanjona Čikole, <http://exploringdalmatia.com/zanimljivosti-kanjonacikole/>

Autor: *Petra Mužic, univ. bacc. ing. aedif.;*
Sara Pirc, mag. ing. aedif.
doc. dr. sc. Andelko Vlašić

ANALIZA VIBRACIJA PJEŠAČKIH MOSTOVA PRI PROMETNOM OPTEREĆENJU PJEŠACIMA

Rezime: Tema rada je analiza modela pješačkog prometa na dinamičke utjecaje. U svrhu te analize je provedeno eksperimentalno dinamičko ispitivanje na rešetkastom pješačkom mostu zgrade Građevinskog fakulteta.

Nakon dobivenih dinamičkih karakteristika mosta, izrađen je numerički model u kojem je definirana vremenska funkcija modela kretanja pješaka. Uspredbom rezultata ispitivanja sa onima dobivenim numeričkim modelom, potvrđena je ispravnost numeričkog modela opterećenja pješaka i primijenjene „Time history“ metode proračuna. Model opterećenja podrazumijeva vremenski i prostorno promjenjivo djelovanje koje mijenja svoju veličinu i položaj duž mosta po određenoj funkciji vremena.

U daljnjoj analizi potvrđeni model opterećenja i proračun dinamičkog ponašanja konstrukcije pomoću „Time history“ metode korišteni su na modelima dva pješačka mosta najučestalijih statičkih sustava koji se koriste u projektiranju pješačkih mostova – grednom i visećem. Zadavanjem različitih varijanti konstrukcijskih elemenata i mijenjajući uvjete oslanjanja dobiveni su rezultati ubrzanja pri vibriranju rasponskog sklopa.

Uspredbom dobivenih vrijednosti dinamičkih odgovora tih konstrukcija donesen je zaključak o podobnosti pojedinog konstrukcijskog rješenja u svrhu smanjivanja vibracija.

Ključne reči:

pješački promet, pješački most, „Time history“ analiza, ubrzanje, vibracije

THE ANALYSIS OF FOOTBRIDGE VIBRATIONS INDUCED BY PEDESTRIAN TRAFFIC

Abstract : This paper analyses the impact of pedestrian traffic models on the dynamic behavior of pedestrian bridges. Experimental dynamic tests were conducted on the truss bridge at the Faculty of Civil Engineering in Zagreb.

After the dynamic characteristics of the bridge were acquired, a numerical model that defined a time function of pedestrian movement was made. By comparing results of this test with the numerical model ones, it was confirmed that the applied "Time history" method used for calculations, as well as numerical model, were valid. Load model entails an activity that varies in time and space, which means that it changes its position according to a certain function of time.

In further analysis, the confirmed models of pedestrian load and calculations of dynamic behavior were applied with the "Time history" method on two common static systems used in the construction of bridges - beam and suspension systems. By setting different variants of construction elements and changing the conditions of support, it was established that there was a difference in accelerations on the vibrating bridge structure.

The comparison of dynamic response values led to a conclusion that a particular construction solution would be suitable to decrease vibrations.

Key words:

pedestrian traffic, pedestrian bridge, „Time history“ analysis, acceleration, vibrations

1. UVOD

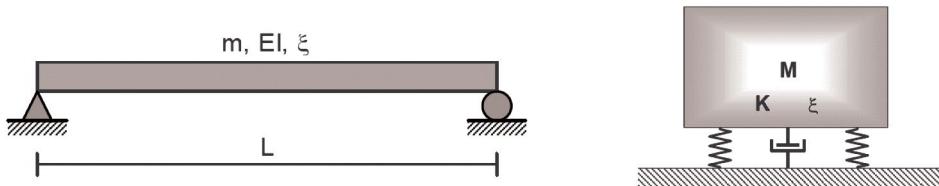
Ubrzanim razvojem materijala i tendencijom da se projektiraju što vitkije strukture gradimo mostove nižeg poprečnog presjeka i većeg raspona što za posljedicu ima smanjenje mase i krutosti za razliku od prijašnjih mostova. Tako dobivamo niže vlastite frekvencije mosta koje u konačnici mogu dovesti do pojave rezonancije.

Ljudski organizam je vrlo osjetljiv na vibracije te ukoliko su one prisutne u značajnoj mjeri na mostu prilikom njegove eksploatacije može se zaključiti kako dokaz graničnog stanja uporabivosti nije zadovoljen.

Pri projektiranju nailazimo na više različitih smjernica koje definiraju kriterije za zadovoljavanje dokaza graničnog stanja uporabivosti. Svrha rada je usporediti preporučene smjernice u svrhu pronalaska najefikasnijeg modela opterećenja i prikladne norme za proračun koje će na zadovoljavajućoj razini pomoći inženjerima u rješavanju problema vibracija na pješačkim mostovima. Također, proučit će se kako odabirom elemenata grednih i visećih mostova u modelima programskog paketa "Sofistik" možemo utjecati na pojavu vibracija i njihovo umanjivanje.

2. KONSTRUKCIJSKI KRITERIJI

2.1. DINAMIČKE KARAKTERISTIKE PJEŠAČKIH MOSTOVA



Slika 2.1. Jednostavni model proste grede ekvivalentan ponašanju mosta s jednim rasponom [1]

Jednadžba ravnoteže modela:

$$m^* \ddot{x}(t) + c^* \dot{x}(t) + k^* x(t) = P_0 \sin(\bar{\omega} t) \quad (1)$$

Gdje je:

m_i - generalizirana masa i-tog moda vibracije za sustav sa n stupnjeva slobode, [kg]
 k_i - generalizirana krutost i-tog moda vibracije za sustav sa n stupnjeva slobode, [N/m]
 c_i - prigušenje i-tog moda vibracije za sustav sa n stupnjeva slobode, [N/[m/s]]
 $x(t)$ - položaj oscilatora s obzirom na ravnotežni položaj, [m]
 P_0 - amplituda harmoničke sile, [N]
 $\bar{\omega}$ - kružna frekvencija sile pobude, [rad/s]

2.2. OVISNOST RASPONA I VLASTITE (PRIRODNE) FREKVENCIJE

Beton	$f_n = 39 * L^{-0,77}$
Čelik	$f_n = 35 * L^{-0,73}$
Spregnuti presjek	$f_n = 42 * L^{-0,84}$

Tablica 2.1. Odnosa raspona i frekvencije za pojedine građevinske materijale

Opasnost pojave neželjenih vibracija pješačkih mostova je izraženija za čelične mostove raspona $L \geq 35m$ te betonske raspona $L \geq 25m$ [2].

2.3. PRIGUŠENJE

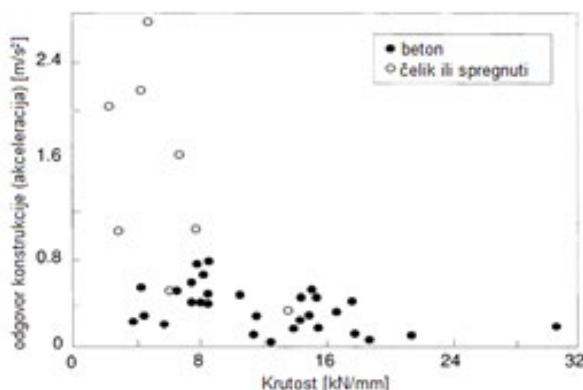
Koeficijentom viskoznog prigušenja modeliramo trošenje energije u elastičnom području gdje je ovisnost amplitude i sile linearna.

Tip presjeka	minimalni ξ	srednji ξ	maksimalni ξ
Armirani beton	0,008	0,013	0,020
Prednapeti beton	0,005	0,010	0,017
S pregnuti presjek čelik - beton	0,003	0,006	-
Čelik	0,002	0,004	-

Tablica 2.2. Izmjerene vrijednosti prigušenja (Bachmann et al. (1997)) [2]

2.4. KRUTOST

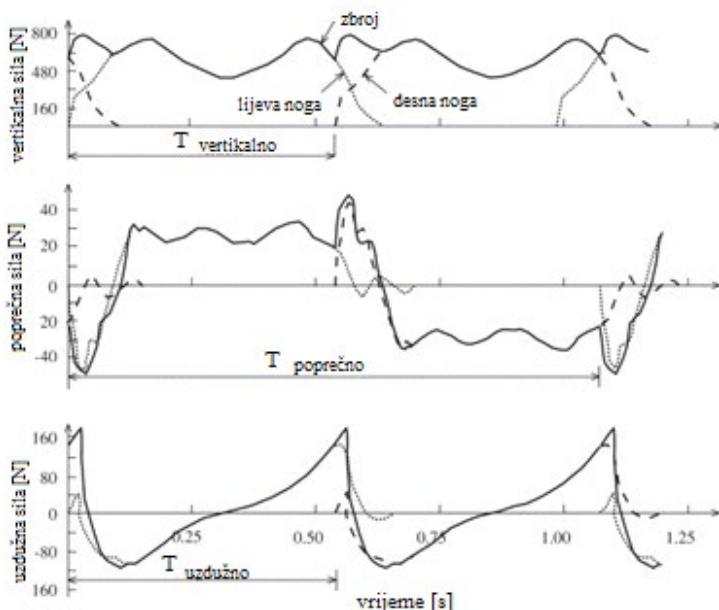
Ako se usvoji granična vertikalna akceleracija od $0,7 \text{m/s}^2$ može se zaključiti da izraženih vibracija neće biti ako je krutost konstrukcije veća od 8kN/mm . [2]



Slika 2.2. Odgovor mosta na pješačko opterećenje frekvencijom f_n u odnosu na krutost mosta [2]

3. DINAMIČKE SILE UZROKOVANE KRETANJEM LJUDI

Prilikom kretanja čovjek stvara dinamičku silu koja je promjenjiva u vremenu i prostoru. Ona ima komponente u tri smjera: vertikalna i dvije horizontalne - uzdužna i poprečna. Najviše se istražuje vertikalna komponenta dinamičke sile. Uzrok tome je mnogo veća magnituda te komponente sile u odnosu na druge dvije.



Slika 3.1. Periodičan hod u vertikalnom smjeru [3]

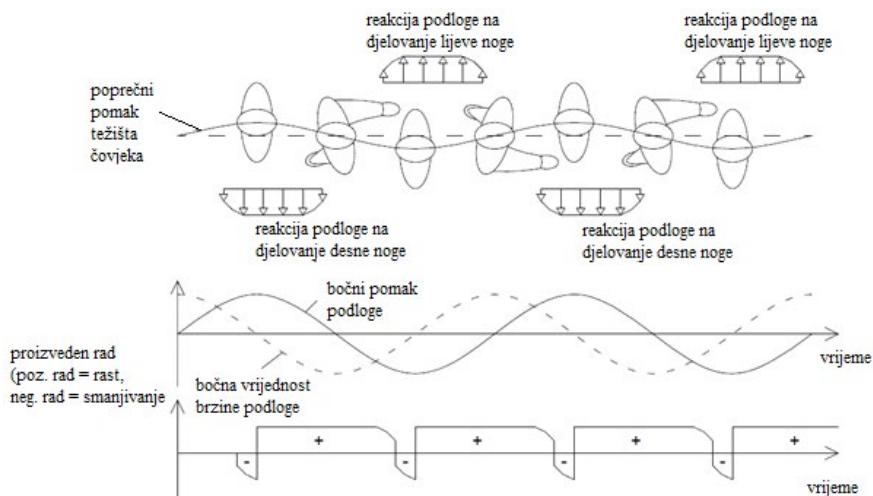
Vrsta kretanja	Karakteristika kretanja	Raspon frekvencija [Hz]
Hodanje	Kontinuiran kontakt sa podlogom	1.6 do 2.4
Trčanje	Diskontinuirani kontakt	2.0 do 3.5

Tablica 3.1. Intervali frekvencija nastalih pri normalnom hodu ili trčanju [4]

4. RITMIČKO KRETANJE TIJELA

Pješaci međusobno usklađuju kretanje jedan prema drugome. Osjetljiviji su na vibracije koje djeluju u poprečnom smjeru nego u vertikalnom. U vertikalnom smjeru kompenziraju vibracije svojim koljenima, a i stabilniji su u tome smjeru.

U prirodi je čovjeka da se kretanjem prilagođava gibanju mosta što čini njegov prolaz mostom ugodnijim. Taj instinkt rezultira da se frekvencija pokreta čovjeka poklapa s frekvencijom mosta što na kraju doprinosi sve većim pomacima mosta [5]. Ta pojava se naziva „Lock in“ efekt.



Slika 4.1. Sinkronizirano kretanje [6]

5. USPOREDBA NORMI ZA GRANIČNO STANJE UPORABLJIVOSTI PJEŠAČKIH MOSTOVA

Predložena ograničenja daju se u obliku vrijednosti horizontalnih i vertikalnih akceleracija i frekvencije. [7]

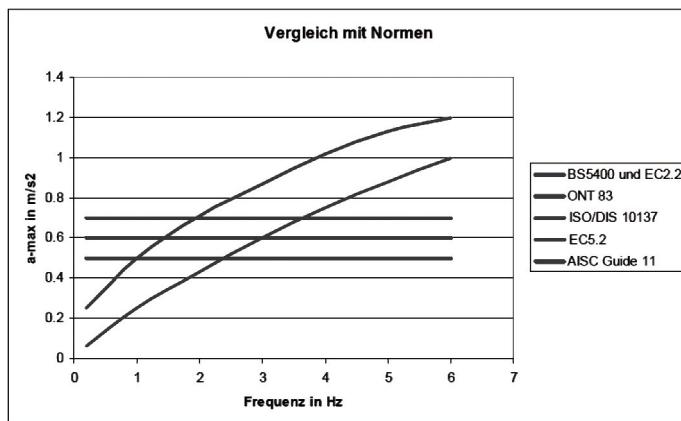
Britanski nacionalni dodatak na Eurocode 1991-2:2003 (UK National Annex to Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges) daje granicu akceleracije izrazom:

$$a_{\text{limit}} = 1,0 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_4$$

$$0,5 \text{ m/s}^2 \leq a_{\text{limit}} \leq 2,0 \text{ m/s}^2$$

$k_1, k_2, k_3, -$ koeficijenti odgovora konstrukcije, [-]

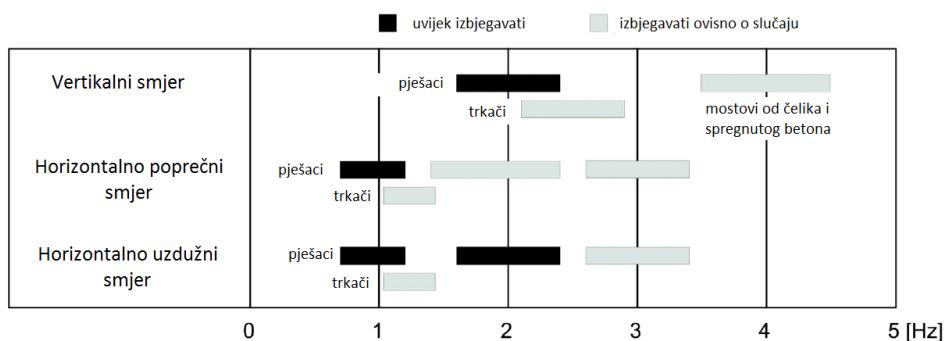
k_4 - koeficijent izloženosti, [-]



Slika 5.1. Granične vrijednosti vertikalnih vibracija pješačkih mostova [1]

U vertikalnom smjeru se na temelju najučestalijih frekvencija hoda pješaka može zaključiti da će most biti pobuđen na velike vibracije ako se njegova vlastita frekvencija nalazi između vrijednosti 1,6 Hz do 2,4 Hz tj. prva vlastita frekvencija f_1 ne smije zadovoljiti izraz $1,6 \text{ Hz} < f_1 < 2,4 \text{ Hz}$.

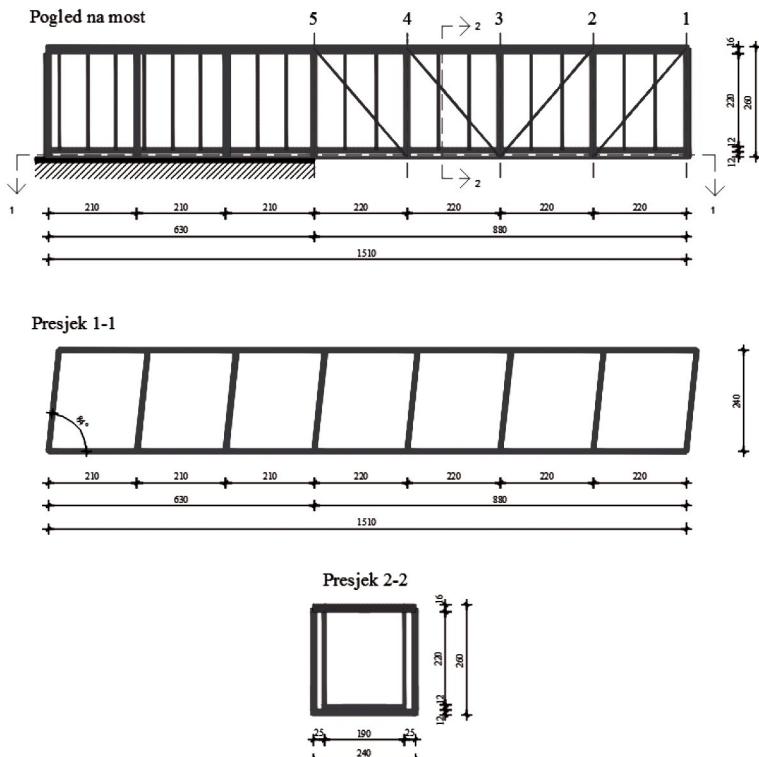
U slučaju da se na mostu predviđa pojačana koncentracija trkača također je potrebno izbjegavati granice od 2,1 Hz do 2,9 Hz.



Slika 5.2. Frekvencije pješačkih mostova u ovisnosti o smjeru vibriranja koje je poželjno izbjegavati [7]

6. EKSPERIMENTALNI RAD

Ispitivanje je provedeno na mostu koji povezuje glavnu i dvorišnu zgradu AGG fakulteta u Zagrebu.

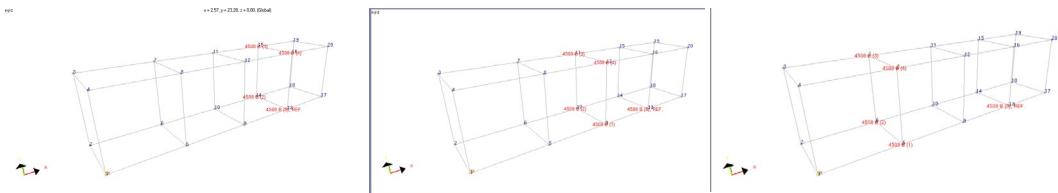


Slika 6.1. Dispozicija mosta

Ispitivanje je podijeljeno na dva dijela:

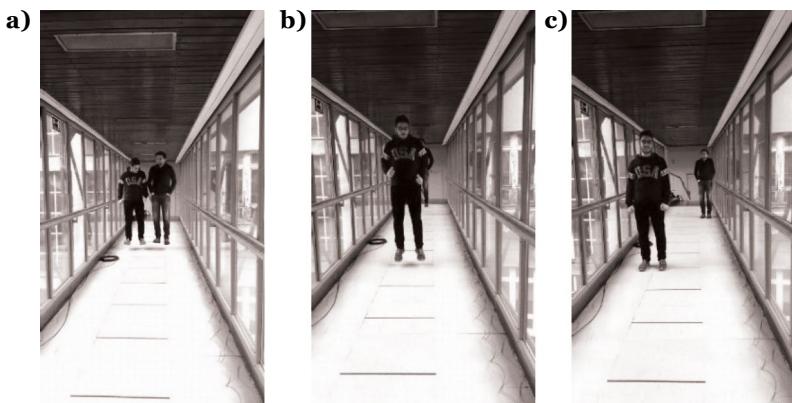
6.1. DOBIVANJE OBLIKA TITRANJA, VRIJEDNOSTI VLASTITIH FREKVENCIJA I PRIGUŠENJA MOSTA ZA IMPULSNU POBUDU SKAKANJEM

Slika 6.2 prikazuje raspored akcelerometara i njihovo premještanje prilikom određivanja oblika titranja i vlastitih frekvencija.



Slika 6.2. Prvi, drugi i treći položaj akcelerometara

Primjenom teorijskog znanja u svrhu pravilnog pozicioniranja impulsa pobuđeno je prvih nekoliko oblika titranja.



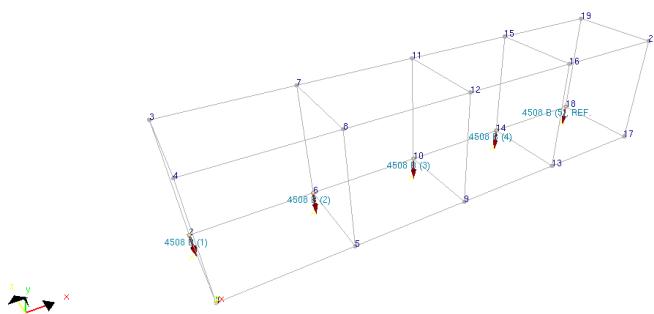
Slika 6.3. Impulsne pobude: a) skakanje u polovici raspona, b) skakanje u četvrtinama raspona i c) skakanje za dobivanje torzijskog oblika titranja

6.2. MJERENJE VERTIKALNIH AKCELERACIJA MOSTA PROLASKOM PJEŠAKA RAZLIČITOG OBЛИKA KRETANJA

Iz literature i pokusnim mjeranjem određena je prosječna duljina koraka. Odabrana je duljina koraka čovjeka od 0,75m.

Prolaz osobe br.	Duljina mosta [m]	Broj koraka	Duljina koraka po prolazu [m]
1.	15,10	18	0,839
2.	15,10	21	0,719
3.	15,10	22	0,686
Prosječna duljina koraka [m]		0,748	

Tablica 6.1. Određivanje prosječne duljine koraka

**Slika 6.4.** Položaj akcelerometara na mostu

U prvoj seriji mostom je prolazila jedna osoba, prvo normalnim hodom frekvencijom diktiranom metronomom u iznosu od 2,3 Hz, zatim stupanjem u istoj frekvenciji, potom i trčanjem frekvencijom od 3 Hz.

U drugoj seriji prolazaka mostom su hodale i stupale tri osobe frekvencijom 2,3 Hz, a u trećoj je u prolasku sudjelovalo šest osoba uz ponovljeni postupak iz druge serije.

Metoda	1. vlastita frekvencija [Hz]	2. vlastita frekvencija [Hz]	3. vlastita frekvencija [Hz]
FDD	12.07	19.57	28.44
EFDD	11.82	19.68	28.31
CFDD	12.03	19.66	28.31
Mjerodavne frekvencije	11.97	19.64	28.35

Tablica 6.2 Vrijednosti vlastitih frekvencija po metodama i prosječna vrijednost

Ton osciliranja	Prvi vertikalni oblik	Torzijski oblik	Drugi vertikalni oblik
Frekvencija [Hz]	11,97	19,64	28,35
Oblik osciliranja			

Tablica 6.3 Modalni oblici osciliranja za prve tri pripadajuće vlastite frekvencije

Način kretanja pješaka	Akcelerometar 2 [m/s ²]	Akcelerometar 3 [m/s ²]	Akcelerometar 4 [m/s ²]
Hodanje	0,058	0,062	0,068
Stupanje	0,205	0,304	0,229
Trčanje	0,358	0,463	0,288

Tablica 6.4 Ispis akceleracija dobivenih za pojedine oblike gibanja na akcelerometrima 2, 3 i 4

7. KORIŠTENI MODELI OPTEREĆENJA

7.1. MODEL STVARNOG KRETANJA PREMA BACHMANNU

Periodična komponenta sile nastale kretanjem pješaka može se zapisati pomoću Fourierovog niza [6]:

$$F_{p,v}(t) = G + G \sum_{i=1}^n \alpha_{i,v} \sin(2\pi \cdot i \cdot f_s \cdot t - \varphi_i) \quad 3)$$

$F_{p,v}(t)$ - vertikalna komponenta dinamičke sile

$\alpha_{i,v}$ - Fourierov koeficijent i-tog harmonika u vertikalnom, [-]

G - statičko opterećenje tijela pješaka, [N]

f_s - frekvencija hoda, [Hz]

φ_i - fazni pomak i-tog harmonika, [°]

n - ukupan broj harmonika, [-]

7.2. MODEL PREMA BRITANSKOM NACIONALNOM DODATKU NA EUROCODE 1 [8]

Pod točkom NA.2.44. opisan je dinamički model za djelovanja pješaka na pješačkim mostovima. Svaki most se kategorizira u jedan od četiri navedena razreda prema načinu njegova korištenja. Definirana je i gustoća grupe ljudi koja hoda mostom u jedinici [osoba/m²]. Također, definirane su i veličine grupe pješaka koji se kreću na mostu te se one uzimaju u obzir prema koeficijentu N.

Razred mosta	Način korištenja mosta	Veličina grupe (hodanje)	Veličina grupe (trčanje)	Gustoća grupe ρ [osoba/m ²] (hodanje)
A	Ruralna lokacija mosta, rijetko korišten u rijetko naseljenom području	N = 2	N = 0	0
B	Prigradski most, blage varijacije pješačkog opterećenja u povremenim razdobljima	N = 4	N = 1	0.4
C	Urbana područja u kojima je most izložen značajnijim varijacijama opterećenja u svakodnevnom korištenju (putovi prema školama, uredima, itd.)	N = 8	N = 2	0.8
D	Most kao primarni pristup javnim sadržajima poput sportskih stadiona ili većih javnih transportnih putova.	N = 16	N = 4	1.5

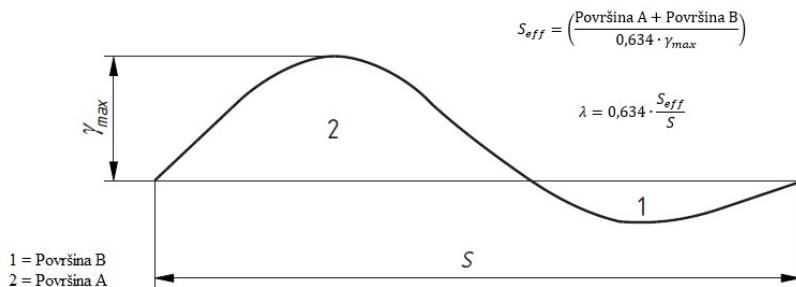
Tablica 7.1 Preporučena gustoća mase na konstrukciji

3.3. DINAMIČKO OPTEREĆENJE KOJE PREDSTAVLJA PROLAZ POJEDINAČNOG PJEŠAKA I GRUPE PJEŠAKA

Vršne vertikalne akceleracije koje proizlaze iz djelovanja opterećenja od jednog pješaka ili grupe pješaka treba proračunati s pretpostavkom da nastaju zbog djelovanja pulsirajuće sile F [N] duž mosta s konstantnom brzinom v_t .

$$F = F_0 * k(f_v) * \sqrt{1 + \gamma \cdot (N - 1)} * \sin(2\pi * f_v * t) \quad 4)$$

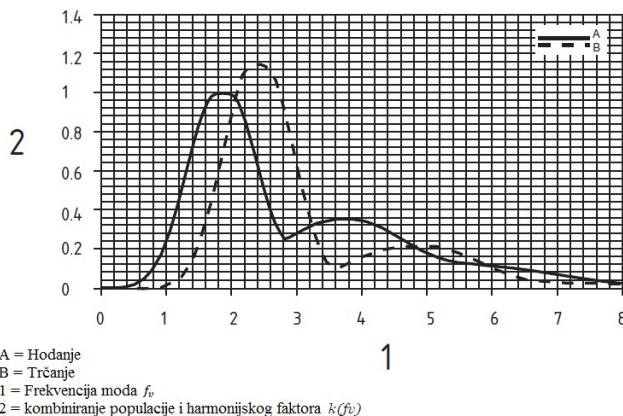
- N Broj pješaka koji se odnosi na tablicu 7.2., [-]
- F_0 referentna amplituda primjenjene putujuće sile [N]
- f_v Vlastita frekvencija [Hz] vertikalnog moda koji se promatra
- $k(f_v)$ koeficijent dan na slici 7.2., [-]
- t ukupno vrijeme, [s]
- γ faktor redukcije koji uzima u obzir nesinkronizirano ponašanje
- S_{eff} efektivni raspon dužine, [m]
- S raspon mosta, [m]



Slika 7.1 Proračun efektivnog raspona [9]

Parametri opterećenja	Hodanje	Trčanje
Referentno opterećenje, $F_{0d} [\text{N}]$	280	910
Brzina prolaska pješaka, $v_{d\ddot{x}} [\text{m/s}]$	1,7	3,0

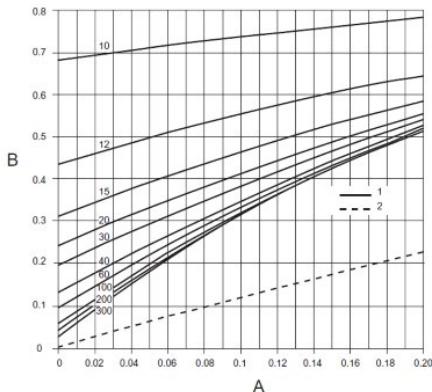
Tablica 7.2 Parametri koji se uzimaju u proračun odgovora konstrukcije na opterećenje pješacima



Slika 7.2 Odnos varijable $k(fv)$ i frekvencije oblika f_v [9]

Harmonijski faktor $k(fv)$ poprima najveće vrijednosti u kritičnom području frekvencija (od 1,8 Hz do 2,4 Hz).

Harmonijski faktor $k(f_v)$ poprima najveće vrijednosti u kritičnom području frekvencija (od 1,8 Hz do 2,4 Hz).



1 = grupa pješaka

2 = opterećenje gomile ljudi

A = prigušenje konstrukcije - logaritamski dekrement, δ

B = faktor redukcije broja pješaka, γ

NAPOMENA Sve krivulje predstavljaju varijaciju faktora smanjenja sa strukturalnim prigušenjem za danu vrijednost efektivnog raspona, S_{ef} [m]

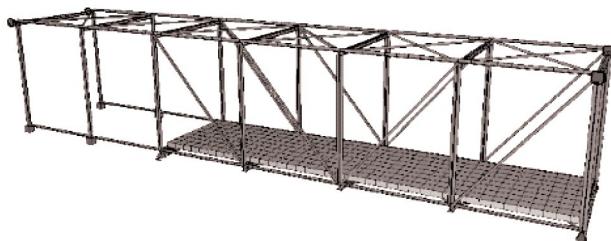
Slika 2.3. Redukcijski faktor, γ [8]

Faktor redukcije hoda pješaka u velikoj mjeri ovisi o rasponu mosta. Što je veći raspon mosta to je manja vjerojatnost da pri ukupnom prelasku pješaka preko mosta njihov hod bude sinkroniziran.

8. MODELI PJEŠAČKIH MOSTOVA

8.1. MOST NA GRADJEVINSKOM FAKULTETU

SOFISTIK



Slika 8.1 Pogled na model mosta

Ton osciliranja	Prvi vertikalni oblik	Torzijski oblik	Drugi vertikalni oblik
Frekvencija [Hz]	11,93	22,40	31,25
Oblik osciliranja			

Tablica 8.1 Modalni oblici osciliranja za prve tri pripadajuće vlastite frekvencije

Vlastita frekvencija	eksperimentalno	numerički
1. vlastita frekvencija [Hz]	11,97	11,93
2. vlastita frekvencija [Hz]	19,64	22,40
3. vlastita frekvencija [Hz]	28,35	31,25

Tablica 8.2 Usporedba eksperimentalno i numerički dobivenih vlastitih frekvencija

	Eksperimentalno dobiveni rezultati [m/s^2]	Numerički dobiveni rezultati [m/s^2]
Jedna osoba	0,062	0,057
Tri osobe	0,188	0,167
Šest osoba	0,310	0,296

Tablica 8.3 Vrijednosti vršnih vertikalnih akceleracija [m/s^2]

Numerički i eksperimentalni podaci se u dovoljnoj mjeri poklapaju. Ovime je potvrđen numerički model kretanja pješaka time-history analizom.

Na mostu nisu dobivene značajnije vrijednosti ubrzanja konstrukcije koje bi uzrokovale nelagodu čovjeka prilikom njegovog prelaska mostom. Samim time granično stanje uporabivosti mosta na Građevinskom fakultetu je zadovoljeno.

8.2. VISEĆI MOST

Modelirat će se viseći most raspona 84,0 m, čija je korisna širina 1,6 m. Rasponski sklop je čelični, a pomost čine lagane drvene gredice.

Prvi model mosta izrađen je sa vertikalno postavljenim vješaljkama ovješenim o glavno nosivo uže koje nosi rasponsku konstrukciju. Na drugome modelu mosta promijenit će se položaj vješaljki te će one sada biti koso postavljene.



Slika 8.2 Pogled na viseći most s vertikalnim i kosim vješaljkama

Numeričkom analizom dobiveno je da se obje varijante mosta nalaze u području kritičnih frekvencija. Frekvencije koje su odabrane za analizu su one koje mogu biti pobuđene uobičajenom frekvencijom hoda pješaka.

	Vertikalne vješaljke		Kose vješaljke	
PRVI KRITIČNI TON				
Oblik tona	torzijski		torzijski	
Mjerodavni kritični ton	$f=1,53 \text{ Hz}; T=0,653 \text{ s}$		$f=1,64 \text{ Hz}; T=0,609 \text{ s}$	
Postupak	Bachmann	BS	Bachmann	BS
Frekvencija hoda [Hz]	1,8*	1,53	1,8*	1,64
Faktor $k(f_v)$	-	0,8	-	0,95
Vertikalne akceleracije [m/s^2]	1,85	0,37	0,7	0,09

Tablica 8.4 Usporedba visećeg mosta izvedenog sa vertikalnim i kosim vješaljkama

DRUGI KRITIČNI TON					
Oblik tona		vertikalni		torzijski	
Mjerodavni kritični ton		$f=1,73 \text{ Hz}; T=0,578 \text{ s}$		$f=1,94 \text{ Hz}; T=0,515 \text{ s}$	
Postupak	Bachmann	BS	Bachmann	BS	
Frekvencija hoda [Hz]	1,8*	1,73	1,94	1,94	
Faktor $k(f_v)$	-	1,0	-	1,0	
Vertikalne akceleracije [m/s^2]	1,85	0,72	1,53	0,66	
TREĆI KRITIČNI TON					
Oblik tona		vertikalni		poprečni + vertikalni	
Mjerodavni kritični ton		$f=2,19 \text{ Hz}; T=0,457 \text{ s}$		$f=2,10 \text{ Hz}; T=0,476 \text{ s}$	
Postupak	Bachmann	BS	Bachmann	BS	
Frekvencija hoda [Hz]	2,19*	2,19	2,10	2,10	
Faktor $k(f_v)$	-	0,85	-	1,0	
Vertikalne akceleracije [m/s^2]	0,55	0,16	1,02	0,08	

*Koristit će se vrijednosti frekvencija koje se nalaze u kritičnom području (1,8 – 2,5 Hz)

Varijanta visećeg mosta sa kosim vješalkama bolje je konstrukcijsko rješenje u pogledu smanjenja vertikalnih akceleracija mosta. Kod koso postavljenih vješaljki se upravo u vertikalnom smjeru aktivira „djelovanje rešetke“ koje dodatno ukrućuje kolničku ploču.

8.3. SANDUČASTI MOST

Pješački most je čelična sandučasta rasponska konstrukcija upeta u betonske upornjake. Rapon mosta je $L=48,0$ m, a svjetli otvor je $L_0=47,6$ m.

Promatrana su dva konstrukcijska rješenja ležajnih uvjeta. Prvo konstrukcijsko rješenje je slobodno oslonjena greda dok će u drugom slučaju ležajevi biti upeti.



Slika 8.3 Prikaz deformacija kada se model opterećenja pješacima nalazi na sredini mosta sa različitim ležajnim uvjetima

	Prosta greda		Upeti ležajevi	
PRVI KRITIČNI TON				
Oblik tona	vertikalni		vertikalni	
Mjerodavni kritični ton	$f=1,82 \text{ Hz}; T=0,549 \text{ s}$		$f=2,46 \text{ Hz}; T=0,407 \text{ s}$	
Postupak	Bachmann	BS	Bachmann	BS
Frekvencija hoda [Hz]	1,82	1,82	2,46	2,46
Faktor $k(f_v)$	-	1,0	-	0,5
Vertikalne akceleracije [m/s^2]	2,74	0,56	2,07	0,23

Tablica 8.5 Usporedba grednog mosta i mosta sa djelomično upetim ležajevima

Na grednom mostu se u području kritičnih frekvencija nalazi samo jedna vlastita frekvencija mosta iznosa 1,82 Hz. Pripadna vrijednost vertikalne akceleracije prema normi BS je $0,56 \text{ m/s}^2$, a britanski nacionalni dodatak na Eurocode 1991-2:2003 daje granicu akceleracije u intervalu: $0,5 \text{ m/s}^2 \leq a_{\text{limit}} \leq 2,0 \text{ m/s}^2$.

U slučaju mosta sa djelomično upetim ležajevima dobivena je viša mjerodavna frekvencija od 2,46 Hz. Djelovanje upetosti primjećuje se i u iznosu vertikalne akceleracije koja je u ovom slučaju manja.

Zaključuje se da promjenom ležajnih uvjeta značajno mogu modificirati vrijednosti vlastitih frekvencija te smanjiti iznose vertikalnih akceleracija čime se povećava udobnost prolaska pješaka mostom.

9. ZAKLJUČAK

Dinamičkim ispitivanjem mosta na Građevinskom fakultetu pokazano je da su vlastite frekvencije ovog mosta jako visoke (11,97 Hz-28,35 Hz) za razliku od frekvencija kojima se gibaju pješaci po mostu (1,8 Hz-2,4Hz).

Zaključeno je, da od dostupnih modela opterećenja, Bachmannov model najbolje opisuje ono stvarno provedeno na ispitivanju. Usposrednom analizom numeričkih i eksperimentalnih rezultata ispitivanja mosta dolazi se do zaključka da se model opterećenja prema Bachmannu za sinkronizirano hodanje u dovoljnoj mjeri poklapa sa eksperimentalno dobivenim rezultatima.

Drugi dio ispitivanja posvećen je proučavanju numeričkih modela dva pješačka mosta. Prvi analizirani je višeći pješački most. Promatrane su dvije varijante izvedbe mosta: most sa vertikalnim zategama i sa zategama položenim koso. Numeričkom analizom je dokazano da višeći most sa kosim zategama u kritičnom području vlastite frekvencije bliske ljudskom hodu ostvaruje manja vertikalna ubrzanja te je takav odabir elemenata primjenjeni po pitanju graničnog stanja uporabivosti.

Drugi analizirani model je numerički model grednog mosta sandučastog poprečnog presjeka. Saznajimo da ležajni uvjeti u značajnoj mjeri utječu na vrijednosti vertikalnih akceleracija, gredni most je također modeliran u dvije varijante. Prva varijanta grednog mosta bila je statičkog sustava proste grede, a druga varijanta obostrano djelomično u upornjake upeti most. Potvrđena je pretpostavka da se povećavanjem upetosti na ležajevima značajno povećavaju vrijednosti vlastitih frekvencija te da variranjem upetosti možemo vlastitu frekvenciju mosta povećati ili sniziti tako da ne upada u kritično područje.

Nadalje, usporedbom modela sinkronog hoda većeg broja pješaka prema Bachmannu, i modela pješačkog opterećenja hoda prema britanskom nacionalnom dodatku za Eurocode, uočena su znatna odstupanja u rezultatima. Bachmannov model točno opisuje funkciju hoda jedne osobe. Primjena ovog modela za kretanje većeg broj ljudi rezultira opterećenjem koje podrazumijeva njihov sinkronizirani hod. Takvo opterećenje multiplicira vrijednosti akceleracija kod vibriranja. Primjenjena britanska norma reducira amplitude opterećenja hoda sa faktorima koji uzimaju u obzir duljinu mosta i vlastitu frekvenciju mosta. Projektiranjem konstrukcijskih rješenja i dimenzioniranjem prema ovoj normi dobit će se zadovoljavajuće konstrukcije mostova koje će i za manje krutosti zadovoljiti granično stanje vibriranja.

Pametnim odabirom geometrije, položaja, vrste elemenata i rubnih uvjeta moguće je izbjegavanje pojave akceleracija koje stvaraju neugodu pješacima te time umanjuju mogućnosti njegove uporabe.

ZAHVALNOST

Mentoru doc. dr. sc. Andđelku Vlašiću, dipl. ing. građ., na vrijednim savjetima, uloženom trudu i neumornom vodstvu,
doc. dr. sc. Domagoju Damjanoviću dipl. ing. građ. i Zavodu za tehničku mehaniku, na pomoći oko eksperimentalnog dijela rada,
univ. bacc. ing. aedif. Andrei Jugovecu, univ. bacc. ing. aedif. Mergimu Gašiju i univ. bacc. ing. aedif. Ivanu Glasnoviću, na pomoći pri ispitivanju mosta Građevinskog fakulteta.

LITERATURA

- A. Ziegler, Dr. sc. techn., Ziegler consultants: „Bemessung von Fussgängerbrücken für dynamische Lasten“ Berner Fachhochschule Architektur, Holz und Bau, Burgdorf, Bau und Wissen, Wildegg, Zürich
- Bachman H.; Amman W.: Vibration in Structures Induced by Man and Machines. IABSE, Honggerberg, Zurich, Switzerland : IABSE-AIPC-IVBH, 1987.
- Andriacchi T.P., Ogle J.A., Galante J.O.: Walking speed as a basis for normal and abnormal gait measurements, Journal of Biomechanics 10, 261.-268., 1977.
- Footbridges: Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading. SETRA, Association Francaise de Dgenie Civil, France, 2006.
- Mårtensson A., Nilsson M.: Dynamic Analysis of Pedestrian Load Models for Footbridges. A review of current load models and guidelines. Chalmers University of Technology Göteborg, Sweden Master's thesis 2014:108, 2014.
- Heinemeyer C. et al.: Design of Lightweight Footbridges for Human Induced Vibrations. European Commission, Institute for the Protection and Security of the Citizen, Italy, 2009.
- Bachmann H.: “Lebendige Fussgängerbrücken” – eine Herausforderung, Aktuelle Probleme der Brückendynamik , Dokumentation SIA D 0198, D-A-CH Tagung, ISBN 3-908483-74-3, 2003.
- NA to BS EN 1991-2:2003, UK National Annex to Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges, 2003.
- Grandić Šimić, I.: Serviceability verification of pedestrian bridges under pedestrian loading, Faculty of Civil Engineering, University of Rijeka, Tehnički vjesnik 22, 2, 527.-537., 2015.

Authors: Olivera Bukvić, Olivera Milošević, Ivana Božulić, Dušan Arsić, Ivan Pijanić

ASSESSMENT OF APPROACH STRUCTURE AND PIERS OF ST. ANDREA'S BRIDGE IN NOVI SAD

Abstract : The paper presents the assessment of approach structure and piers of St. Andrea's bridge in Novi Sad, conducted in order to determine the degree of capacity, stability, durability and serviceability of the bridge structure, as a very significant part of the transport infrastructure. St. Andrea's bridge is a road bridge on the Danube-Tisa-Danube canal. It was built in 1964, and made of prestressed and reinforced concrete, according to valid regulations from that period (Temporary technical regulations for concrete and reinforced concrete). Detailed visual inspection showed characteristic defects and damage of the available part of the structure (the approach structure and bridge piers), as well as the causes of their occurrence. The analysis of the collected data is shown, as well as the results of non-destructive testings of the built in materials, which indicates that it is necessary to perform structural repair of the object.

Key words: assessment, durability, bridge, concrete structures

PROCENA STANJA PRILAZNE KONSTRUKCIJE I STUBOVA SENTANDREJSKOG MOSTA U NOVOM SADU

Rezime: U radu je prikazana procena stanja prilazne konstrukcije i stubova Sentandrejskog mosta u Novom Sadu, rađena u cilju utvrđivanja stepena nosivosti, stabilnosti, upotrebljivosti i trajnosti mostovske konstrukcije, kao veoma značajnog dela saobraćajne infrastrukture. Sentandrejski most je drumski most na kanalu Dunav-Tisa-Dunav, izgrađen je 1964. godine, od prethodnonapregnutog i armiranog betona, po tada važećim propisima (Privremeni tehnički propisi za beton i armirani beton). Detaljanim vizuelnim pregledom utvrđeni su karakteristični defekti i oštećenja dostupnog dela konstrukcije (prilazne konstrukcije i stubova mosta), kao i uzroci njihovog nastanka. Prikazana je analiza prikupljenih podataka i rezultati nedestruktivnih ispitivanja ugrađenih materijala, na osnovu kojih je zaključeno da je potrebno izvršiti konstrukcijsku sanaciju objekta.

Ključne reči: procena stanja, trajnost, most, betonske konstrukcije

1. INTRODUCTION

During exploitation, concrete structures are exposed to different destructive impacts which, by acting on the concrete and reinforcement, are substantially determining the service life of the structure. In order to assess the current state of the bridge in Novi Sad and to define the necessary repair measures for the extension of its service life, reduced due to various external impacts, an assessment of the object was conducted. St. Andrea's bridge is a road bridge on the canal Danube-Tisa-Danube, within the state road of category IIA that connects Belgrade-Novи Sad-Srbobran-Subotica (Figure 1). The span structure of the bridge is made from prestressed concrete, while the wing walls and the piers are made of reinforced concrete. Apart from minor adjustments, most of the past period the bridge was not repaired, nor was it significantly invested in its maintenance.



Figure 1. Appearance of St. Andrea's bridge

Structural system of the bridge is a continuous three-span deck: 45,60m+81,80m+45,60m with approach structures of 2x12m, which results in a total length of 197m (Figs. 2 and 3). Middle piers are rigidly attached to the span structure of the bridge, while their connection to the foundation is joint connection. Foundation of the piers was carried out with open circular shaft, which are descent in sandy soil. Cross section of the bridge and its approach structure is box-shaped, trapezoidal, with a height of 2,40m. Above the middle supports this height is increased with haunches to 3,50 m. The load of the bridge is calculated by Temporary technical regulations for bridge load on roads, as well as for military vehicle M-25. Approach structure of the bridge is supported, on one side, by joint foundation, while on the other side the structure is supported on separate foundation. Projected classes of concrete are:

1. piers MB45
2. approach structure of the bridge MB40
3. abutments MB30
4. wing walls MB25

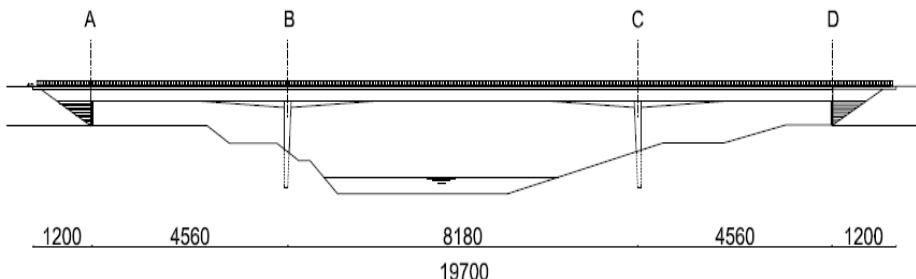


Figure 2. Longitudinal section of bridge

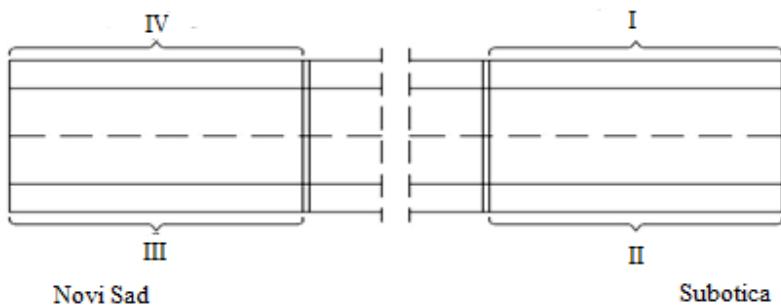


Figure 3. Approach structure-view from above

2. ASSESSMENT

Dimensions of available elements of structure are the same as predicted in the original design plans. Area around the bridge is full of solid waste, so the access to wing walls was hardly possible.

2.1. APPROACH STRUCTURE-WING WALLS AND ABUTMENTS

Information obtained from detailed visual inspection showed dominant defects on wing walls and abutments, such as insufficient thickness of concrete cover, segregation zones and improper installation of the expansion joints between span and approach structure. Insufficient thickness of concrete cover, as a consequence of improper installation of reinforcement, accelerated the damage and now the steel bars are exposed to atmospherics. In some areas, thickness of the concrete cover is less than 1 cm. Inadequate sealing of formwork caused the segregation which further caused notable local reduction of concrete cover. The appearance of approach structure and expansion joints is given in Figures 4 and 5, as well as the main defect – insufficient thickness of concrete cover and visible reinforcement.



Figure 4. Appearance of approach structure

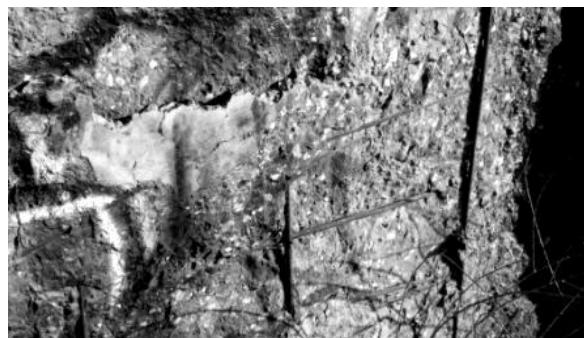


Figure 5. Insufficient thickness of concrete cover

Visible damages, such as corrosion of reinforcement, spalling and crumbling of concrete surface, detached pieces of concrete, fissures and cracks, carbonation, are common for wing walls and abutments on both sides of canal (Figure 6). Spalling of the surface parts is caused by corrosion of reinforcement which was developed easier due to small thickness of the concrete cover (Figures 6 and 7). The most damaged element is wing wall I, whose concrete cover does not exist anymore in some areas, and steel bars are exposed to weathering. Furthermore, that reinforcement is totally corroded, buckled and has no role in the load carrying capacity. As a result of water leakage caused by the improper expansion joints, a few detached pieces of concrete have been detected which are caused by frost action, rinsing of the calcium hydroxide and clogging of the calcium carbonate (Figure 6).



Figure 6. Joint of span and approach structure



Figure 7. Visible reinforcement – wing wall III

Horizontal, parallel fissures identified on the abutment in axis D are the consequence of the plastic settlement of concrete. They are on regular intervals of 2030 cm, thickness is 1mm. Width of vertical crack is 2.5 cm and is a result of unsynchronized “work” of wing wall and abutment, due to difference in their stiffness (Figure 8). On bearings, areas of detached pieces of concrete, due to stress concentration. Stains of rust, as a consequence of corrosion of reinforcement and concrete plate, are also visible (Figure 9). Registered defects and damages are given in the Figure 10, schematically.



Figure 8. Vertical crack and mechanical damage-abutment in axis D



Figure 9. Crushed concrete on bearing-abutment in axis A

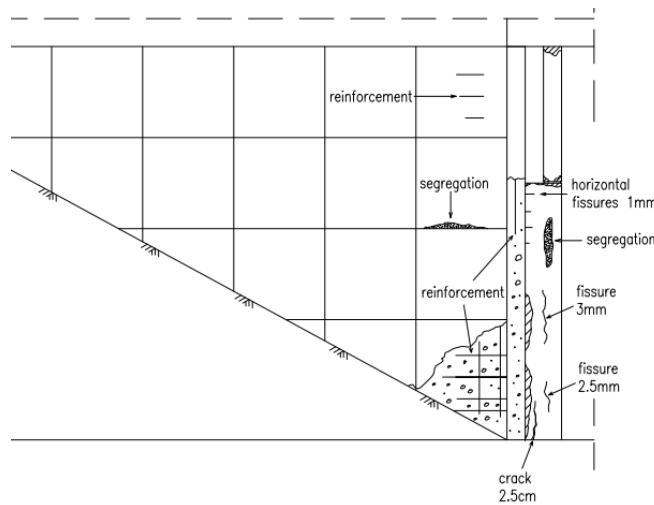


Figure 10. Scheme of defects and damages – wing wall I

2.2. PIERS

Due to low water level in the canal DTD, the piers were totally accessible for inspection. Piers are generally in good condition and larger number of defects and damages hasn't been noticed. Defects on river piers, due to errors during building, such as segregation zones, honeycombs and pitting in some areas which are caused by trapped air during concreting, are not of significant importance and do not affect durability of piers. As the result of mechanical impact, a few minor damages have been detected, which are also not of significant importance.

3. NON-DESTRUCTIVE TESTINGS

3.1. COLORIMETRIC METHOD

One of the traditional ways of determining carbonation depth is to spray a phenolphthalein indicator onto the surface of a fresh split piece of concrete, which has previously been taken from the wing wall I. The main part of concrete piece has not changed the colour, except some small areas, indicating the carbonation of whole surface layer.

3.2. CONCRETE COMPRESSIVE STRENGTH TESTED BY SCHMIDT HAMMER

Measurements were performed on the wing wall I and piers in axis B and C. The results of test are given in the Table 1.

	WING WALL I	Concrete compressive strength [MPa]	PIER IN AXIS B	Concrete compressive strength [MPa]	PIER IN AXIS C	Concrete compressive strength [MPa]
1.		49,5		7		35
2,5		9		51,2		6,3
3,5		1,6		3		25
4,5		1,5		5		33
5,4		9		49,4		0
6,4		9		59,3		5
7,5		9		63,2		3
8,5		7		57,2		1,8
9,5		5		55,3		3
10,5		3		55,3		6,8
11.		55,4		7,9		28
12,4		7,9		33,3		1,8
AVERAGE VALUE		52,91		53,74	3	0,73

Table 1. Results of testing concrete compressive strength using Schmidt hammer

3.3. IDENTIFYING LOCATION OF REINFORCING STEEL USING COVER

Cover meter is used to identify location of reinforcing steel. Spacing between two reinforcing bars in the middle of the pier is 20cm and near the edges is 10cm (Figure 11).

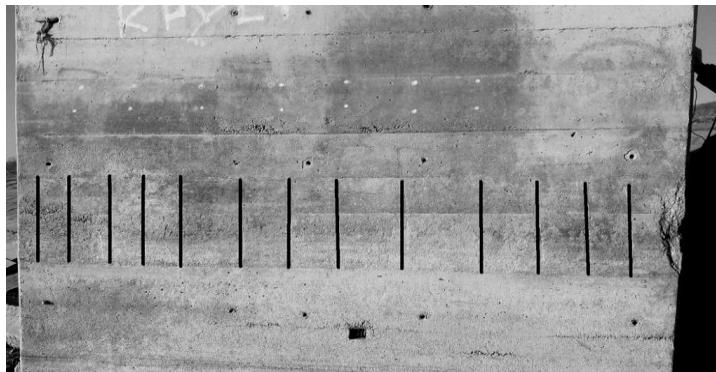


Figure 11. Position of reinforcement in pier in axis C

4. ANALYSIS OF COLLECTED DATA

Steel reinforcement corrosion is identified on the most parts of this structure which induced cracks and spalling of concrete cover. Steel bars are totally exposed to environmental aggressive impacts. Wing walls and abutments do not have sufficient thickness of concrete cover, due to bad installation of reinforcement during the construction of bridge and due to segregation of concrete. Testing of surface hardness showed that the quality of concrete in the pier C is lower than it was specified in design plans and specifications. Poor drainage system and water leaks induce the leaching of calcium hydroxide, which accelerates the corrosion of both concrete and reinforcement. Concrete cover of wing wall is mostly carbonated. Sediment of calcite is present on most parts of approach structure and threatens durability and aesthetic appearance of the structure. Fissures and cracks, which are consequences of different stiffness of wing walls and abutments, directly threaten the bridge durability and enable propagation of chemical and biological corrosion. Concrete surfaces are mostly in bad condition due to spalling, mechanical impacts, cracks, rust stains and carbonation of concrete. Bridge piers are in better condition than the rest of the structures as no significant damage has been identified. Area around the bridge is polluted and full of solid waste, which accelerates the deterioration.

5. CONCLUSION

Due to errors during construction, many decades long outdoor exposure and due to lack of maintenance, the approach structure of St. Andrea's bridge is deteriorated, while capacity, stability, serviceability and durability of the piers are not reduced. Although dominant damages on the wing walls are the result of defects generated in structure and deterioration of the materials, the conclusion is that their capacity and stability are not endangered. Capacity of the abutment and bearings is slightly reduced, because of structural damages such as cracks and crushing of concrete, while stability of these elements has not been reduced. Durability of the approach structure is endangered as a result of damages and advanced deterioration. However, it has not resulted in reduction of the serviceability of the approach structure. In order to prevent further reduction of durability and capacity of the approach structure, complete structural and non-structural repair has to be made. Bearings, as one of the most severely damaged elements, have to be replaced. Proper drainage must be adequately resolved, because it has been not only the main cause of damages, but also the main factor in its development and deterioration of the structure.

LITERATURE

- Bolukbasi, M., Arditi, D., and Mohammadi, J., (2006): "Deterioration of Reconstructed Bridge decks", Structure and Infrastructure Engineering, 2 (2), pp. 23-31.
- Bungey, J., Millard, S., Grantham, M.: "Testing of concrete in structures", Fourth edition, Tailor and Francis, 2006, pp.339.
- Heckroodt, R.O.: "Guide to the Deterioration and failure of building materials" Chapter 1, Thomas Telford Publishing, London, 2002, pp.1-30
- Malešev, M., Radonjanin, V.: Literatura sa predavanja „Trajnost i procena stanja betonskih konstrukcija“ i „Sanacija betonskih konstrukcija“, Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad.

Autor: *mag. ing. aedif. Ivan Hafner ;
doc. dr.sc. Andelko Vlašić, mag. ing. aedif. Dominik Skokandić*

USPOREDNA ANALIZA RAZLIČITIH VARIJANTI PRIMJENE OUTRIGGER SUSTAVA NA PRIMJERU VISOKE ZGRADE

Rezime: Tema ovoga istraživanja je usporedna analiza različitih varijanti razmještaja rešetkastih nosača tj. „outriggera“ po visini visoke zgrade te kako njihov razmještaj te broj utječe na ponašanje same konstrukcije. Cilj ovakvih sustava je smanjenje momenta koji djeluje na jezgru konstrukcije pa je to bio osnovni parametar na temelju kojeg je rađena usporedba između pojedinih varijanti. Osim toga, promatrana je pomak vrha konstrukcije za mjerodavnu kombinaciju opterećenja, kao i međukatni pomak. U konačnici, promatrana je i količina čelika potrebna za izradu outriggera. Na temelju analize kroz osam modela u računalnom programu SciaEngineer 2011 zaključeno je da je razmještaj ovih rešetki na većem broju lokacija po visini konstrukcije učinkovitiji, ali i kompleksniji za izradu od njihovog razmještaja na manjem broju lokacija, no kroz veći broj etaža. U nastavku rada ovakvi će rezultati biti pobliže objašnjeni.

Ključne reči: outrigger rešetke, moment prevrtanja, visoke građevine, pomak, krutost

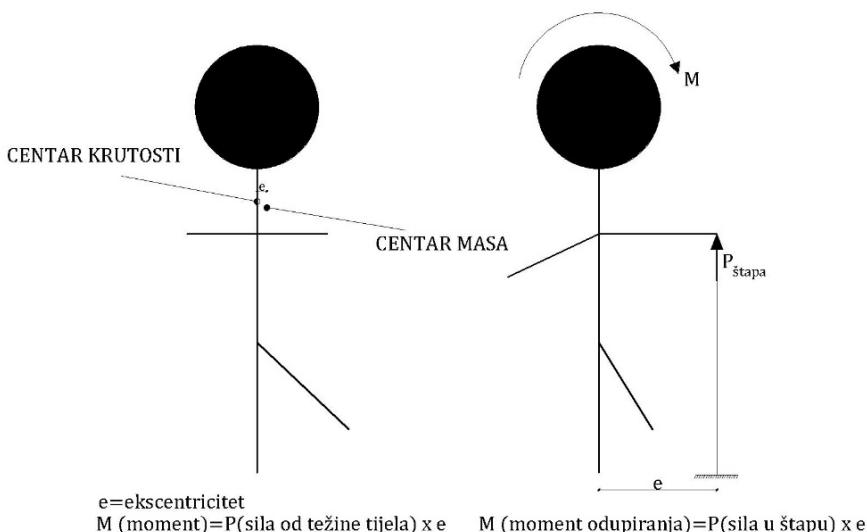
COMPARATIVE ANALYSIS OF DIFFERENT OUTRIGGER STRUCTURAL SYSTEM VARIANTS IN A HIGH RISE BUILDING

Abstract : The research topic for this thesis is the comparative analysis of different variants in placing the outrigger trusses throughout the height of the building and how this placement and their number effect the behaviour of the building itself. The main purpose of the outriggers is the reduction of the overturning moment in the core of the building, so that will be the main parameter used in the comparison of different building variants. Besides the overturning moment, the most important parameters are the horizontal displacement at the top of the building and the interstorey drift due to the same load combination. The last factor to take in consideration is the steel consumption in outrigger construction. Based on the analysis of eight different models using the SciaEngineer 2011 software, a conclusion was reached that the placement of outrigger trusses on multiple locations throughout the height of the building is a more efficient solution than the usage of more outrigger trusses on less locations. On the other hand, the complexity of the outrigger construction in multiple locations must be taken in consideration. In the upcoming sections these results will be explained in detail.

Key words: outrigger trusses, overturning moment, tall buildings, drift, stiffness

1. UVOD

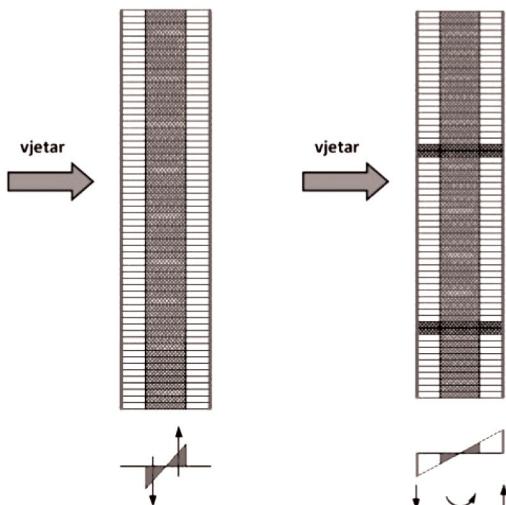
Prvo i osnovno, „outrigger“ u izravnome prijevodu znači „potpora za čamac“ koja onemogućava da dođe do prevrtanja čamca uslijed momenata uzrokovanih pomicanjem čovjeka unutar čamca. Outrigger sustav kod visokih građevina ima sličnu svrhu. Naime kod srednje visokih zgrada, uobičajeni pristup odupiranja horizontalnim silama (uglavnom od vjetra i potresa) podrazumijeva korištenje posmične jezgre smještene oko dizala i stepenica. Dodatna krutost kod ovakvih građevina ostvaruje se pomoću kruto spojenih okvira koji su smješteni oko jezgre. No, ako govorimo o nešto višim građevinama (iznad 150 metara), spregnuta jezgra sama po sebi nije dovoljno kruta da bi preuzeila horizontalni pomak tj. „drift“ prilikom djelovanja vjetra i zadržala ga unutar prihvatljivih granica [1]. Ovu pojavu možemo usporediti sa čovjekom koji stoji na jednoj nozi i nema nikakav oslonac. Bez oslonca čovjek je nestabilan i osjetljiv na „prevrtanje“. Ako se sa jednom rukom prihvati za primjerice stup ili štap, doći će do formiranja vanjskog momenta otpora koji će čovjeku omogućiti ravnotežu. Zbog ovoga problema nestabilnosti i nedostatka krutosti koji se pojavljuje kod visokih konstrukcija razvijen je „outrigger“ sustav[2].



Slika 1. Čovjek bez i sa pridržanjem

Osnovna ideja outrigger rešetki kod visokih građevina je smanjenje momenta koji djeluje na samu jezgru konstrukcije. Bitno je napomenuti da se sam vanjski moment uslijed horizontalnih djelovanja (vjetar i potres) zapravo ne smanjuje, već se razmazuje po čitavoj širini konstrukcije i dijeli na moment koji preuzima jezgra i moment preuzet spregom sila u obodnim stupovima. Naime, outrigger rešetke povezuju jezgru konstrukcije sa vanjskim stupovima te će uslijed djelovanja horizontalnog opterećenja doći do preuzimanja dijela momenta koji djeluje na jezgru pomoću vanjskih stupova tj. sprega sila koji u njima nastaje. Točnije, pomoću vlaka koji nastaje na strani djelovanja opterećenja i tlaka koji nastaje na suprotnoj strani konstrukcije.

Prema tome, moment koji nastaje uslijed horizontalnog opterećenja dijeli se na dvije komponente, moment u jezri i spreg sila u vanjskim stupovima te se na taj način rastreće jezgra [1].



Slika 2. Raspodjela momenta po čitavoj širini konstrukcije

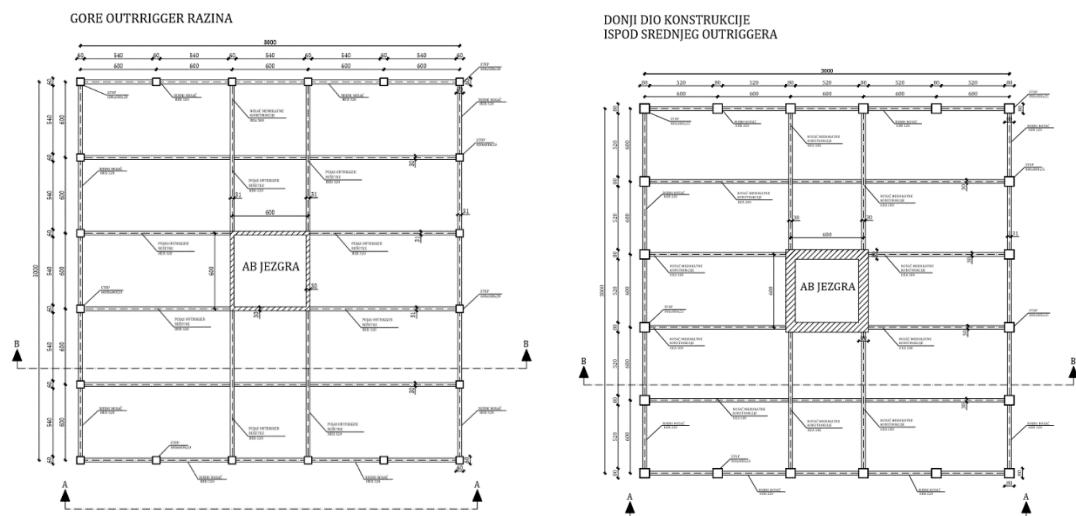
Kod materijala od kojeg su napravljeni sami outriggeri, obično govorimo o čeličnim rešetkastim nosačima, ali se mogu koristiti i posmični zidovi, mega spregovi ili nosači [3].

Cilj ovog istraživanja je da se na temelju stvarne konstrukcije sa zadanim karakteristikama dokažu načela ponašanja koja su ranije iskazana, istovremeno dimenzionirajući sve elemente unutar konstrukcije kako bi se dobila njezina maksimalna učinkovitost. Također, na temelju računalnih modela će se pokazati koja je varijanta razmještaja i broja outriggera najpovoljnija kako bi se napravio prijedlog za projektiranje budućih konstrukcija velikih visina u outrigger sustavu.

2. PROJEKTNI ZADATAK

Zgrada se nalazi na području grada Zagreba i poslovne je namjene. Iznad razine tla sastoji se od 50 etaža jednake visine od 3.5 metara što daje visinu zgrade od 175 metara. Na razini prizemlja konstrukcija je upeta u tlo. Zgrada je kvadratnoga oblika, dimenzija 30x30 metara, površine 900 m². Međukatna konstrukcija je spregnuta ploča tipa Kingspan, odabranih dimenzija s obzirom na raspone unutar dispozicije. Izabrana je ploča Kingspan 146 koja se sastoji od čeličnih nosača HEA 500 profila, klase čelika S355 i betonske ploče povrh njega, betona razreda C30/37, debljine 225 mm. Lim unutar ploče je debljine 1.5 mm. Outrigger nosači biti će napravljeni kao čelične rešetke, gdje će se za donji i gornji pojaz koristiti HEB 320 profili, kao i za samu ispunu. Klasa čelika je također S355.

Za vertikalne elemente koristiti će se čelični stupovi i betonski zidovi jezgre. Zidovi će biti izrađeni od betona razreda C30/37, promjenjive debljine. Donjih 17 katova imati će betonske zidove jezgre debljine 80 centimetara, idućih 16 katova debljinu 50 centimetara, a na samome vrhu nalaze se zidovi debljine 30 cm. U tlocrtu, sama jezgra je dimenzija 6x6 metara od osi do osi zida. Stupovi će biti čelični, sandučastog poprečnog presjeka. Dimenzije stupova variraju od 800x800x25 milimetara na donjim dijelovima konstrukcije (donjih 25 etaža) do 600x600x20 milimetara na gornjim dijelovima konstrukcije (gornjih 25 etaža).



Slika 3. Tlocrtno rješenje konstrukcije (gornji i donji dio konstrukcije)

2.1. ANALIZA OPTEREĆENJA

U zgradi se koristi beton razreda C30/37 i čelik klase S355. Vertikalna djelovanja podijeljena su na stalno (vlastita težina elemenata, instalacije i dodatno stalno opterećenje), uporabno opterećenje (vezano uz stubište i uredske prostore) i opterećenje snijegom odabrano na temelju lokacije konstrukcije. Vlastita težina elemenata je u softwareu zadana automatski, a ostatak vertikalnog opterećenja se nanosi kao jednoliko raspodijeljeno opterećenje na svakoj etaži. Horizontalna djelovanja na konstrukciju su vjetar i potres. Vjetrovno opterećenje proračunava se pomoću koeficijenta sile i faktora konstrukcije, uzimajući u obzir lokaciju konstrukcije i period osciliranja. Jednoliko raspodijeljeno vjetrovno opterećenje nanosi se na svaki stup modela u softwareu po etažama. Za potres se izrađuju elastični i projektni spektri prema lokaciji zgrade, kategoriji tla na kojem se ona nalazi te prema tipu same konstrukcije.

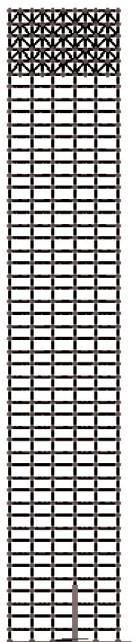
2.2. METODA PRORAČUNA

Ovdje je riječ o vrlo vitkoj konstrukciji pa je potrebno provjeriti i njezinu stabilnost. Dobivanje kritičnoga koeficijenta α_{er} pomoću softwarea pokazuje da je potrebno uzeti u obzir globalne imperfekcije konstrukcije i dimenzioniranje elemenata provesti prema teoriji 2.reda. U tu svrhu izrađuju se nelinearne kombinacije djelovanja za dimenzioniranje i provjeru vertikalnog progiba etaža te horizontalnog pomaka vrha konstrukcije i interstorey drifta. Dimenzioniranje je provedeno na dva načina. Međukatna konstrukcija od čeličnih greda i Kingspan spregnute ploče proračunata je ravninski, a stupovi i elementi outrigger rešetki (ispuna, gornji i donji pojasi) su proračunati u globalnom 3D modelu. Na taj način dobiveni su elementi maksimalnih iskoristivosti.

3. VARIJANTE POLOŽAJA I BROJA OUTRIGGERA

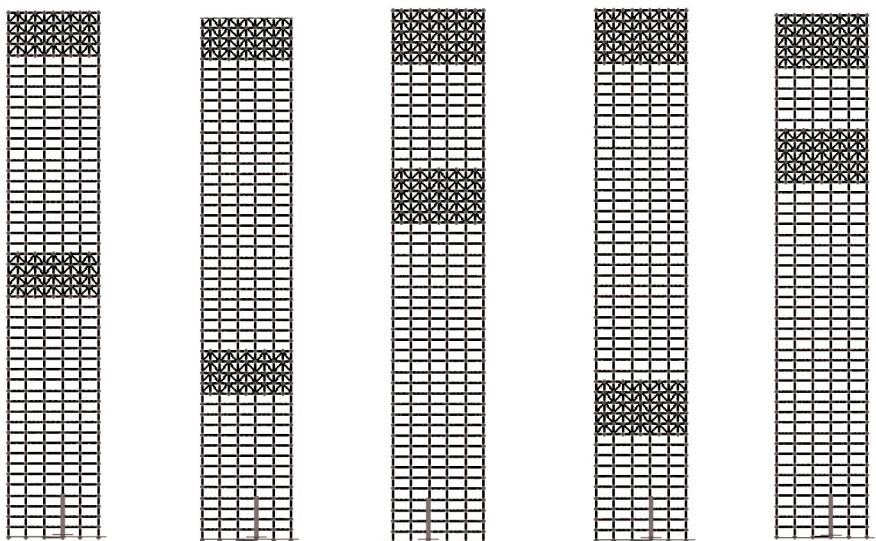
Varijante koje će se analizirati uključivati će modele sa outrigger rešetkama na jednome, dva ili tri mjestu po visini konstrukcije i to prema slijedećem poretku:

- 1) outrigger rešetke samo na vrhu konstrukcije (kroz 5 etaža, slika 4.)



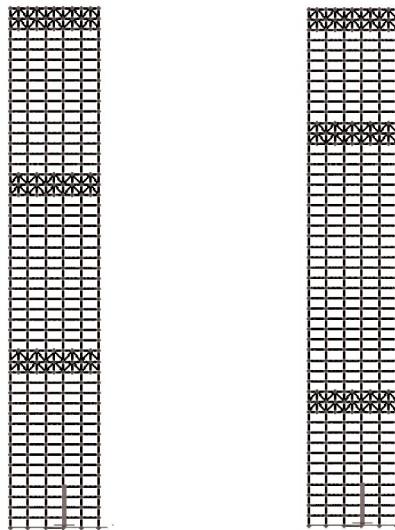
Slika 4. Outrigger rešetke na jednom mjestu po visini konstrukcije

- 2) outrigger rešetke na vrhu i na sredini konstrukcije (4+4 etaže, 5.a))
- 3) outrigger rešetke na vrhu i na donjoj trećini konstrukcije (4+4 etaže, 5.b))
- 4) outrigger rešetke na vrhu i na gornjoj trećini konstrukcije (5+5 etaža, 5.c))
- 5) outrigger rešetke na vrhu i na donjoj četvrtini konstrukcije (5+5 etaža, 5.d))
- 6) outrigger rešetke na vrhu i na gornjoj četvrtini konstrukcije (5+5 etaža, 5.e))



Slika 5. a),b),c),d),e) Outrigger rešetke na dva mesta po visini konstrukcije

- 7) outrigger rešetke na vrhu i na obje trećine konstrukcije (2+2+2 etaže, 6.a))
- 8) outrigger rešetke na vrhu i na obje četvrtine konstrukcije (2+2+2 etaže, 6.b))



Slika 6. a),b) Outrigger rešetke na tri mesta po visini konstrukcije

Kriteriji na temelju kojih će se te varijante usporediti i ocjeniti su slijedeći:

- 1) postotak aktivacije modalnih masa (minimum 90%) i prvi period konstrukcije dobiven na temelju mjerodavne nelinerane kombinacije ($2.5 \text{ s} < T < 7.5 \text{ s}$)
- 2) pomak vrha konstrukcije ($u < u_{\max} = H/500 = 350 \text{ mm}$, gdje je H ukupna visina konstrukcije)
- 3) međukatni pomak ($u_1 < u_{1\max} = H_1/300 = 11,7 \text{ mm}$, gdje je H_1 visina jedne etaže)
- 4) uzdužne sile u obodnim stupovima (vlak i tlak)
- 4) utrošak materijala za izvedbu outrigger rešetki

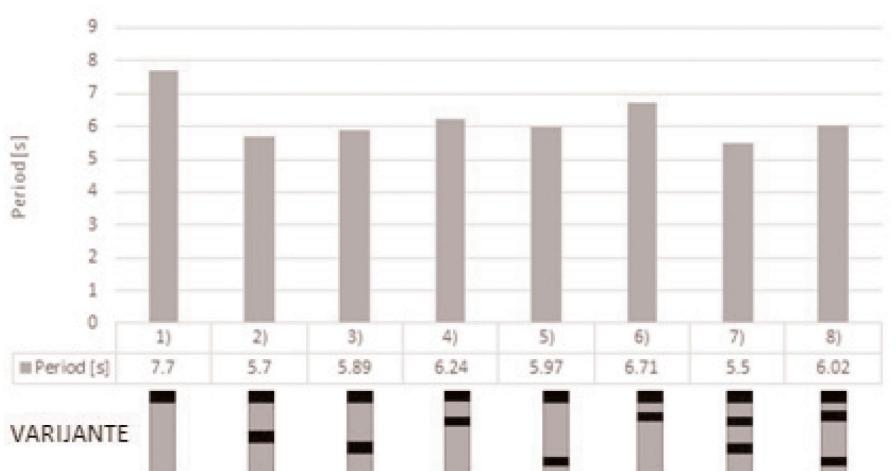
4. USPOREDNA ANALIZA

Nakon provedene analize svih varijanti položaja i broja outriggera, napravljena je usporedna analiza između pojedinih varijanti s obzirom na parametere kojima se ocjenjuje učinkovitost pojedine varijante. U nastavku poglavljaju biti će prikazane tablične i grafičke usporedbe svih obrađenih varijanti.

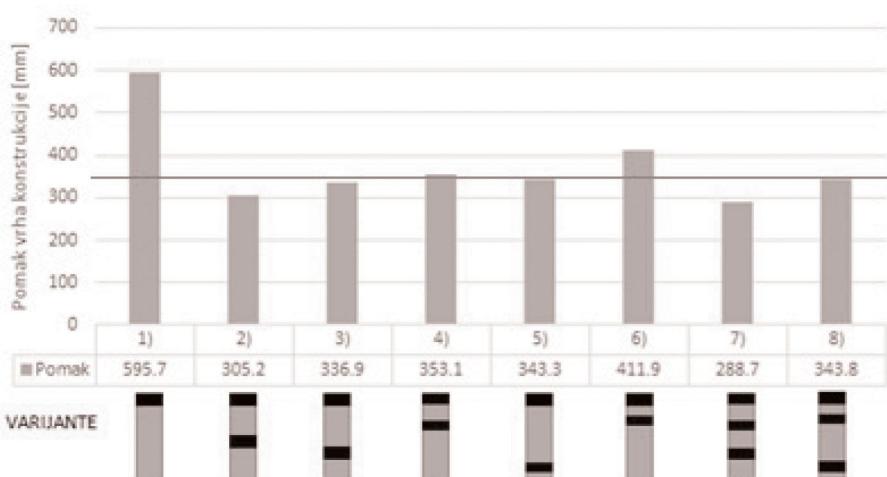
TIP	PERIOD [s]	POMAK VRHA [mm]	MEĐUKATNI POMAK [mm]	VLAK [kN] (stupovi u privjetrini)	TLAK [kN] (stupovi u zavjetrini)	POTROŠNJA ČELIKA ZA OUTRIGGERE [kg]	POTROŠNJA ČELIKA ZA OUTRIGGERE [kg/m ²]
1)	7,70	595,7	12,4	1418	18996	470166	10,45
2)	5,70	305,2	7,0	706	18311	763787	16,97
3)	5,89	336,9	11,0	808	18377	763787	16,97
4)	6,24	353,1	12,0	661	18302	940331	20,90
5)	5,97	343,3	11,7	749	18587	940331	20,90
6)	6,71	411,9	13,7	741	18446	940331	20,90
7)	5,50	288,7	8,0	1098	18436	616046	13,69
8)	6,02	343,8	11,3	1165	18873	616046	13,69

KOMENTAR: Vlak i tlak u stupovima zbroj su tlačnih sila od vertikalnog opterećenja i tlačno-vlačnih sila koje nastaju od sprega kojim se preuzima vanjski moment prevrtanja odnosno horizontalno opterećenje

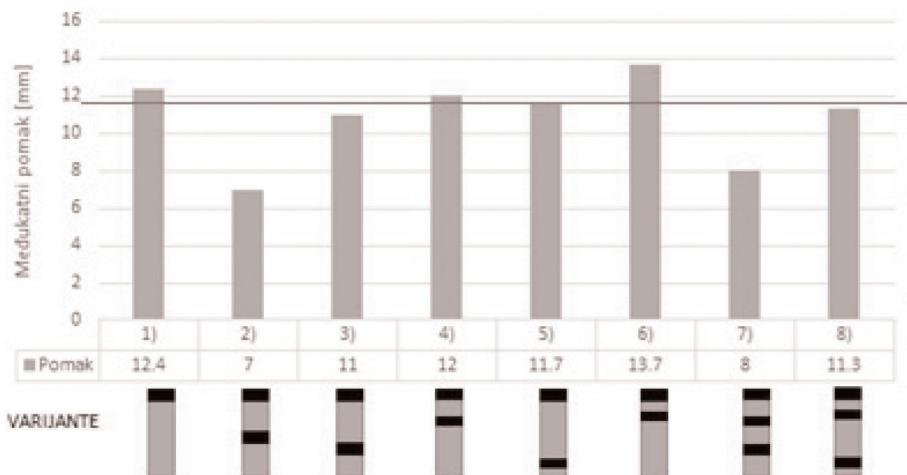
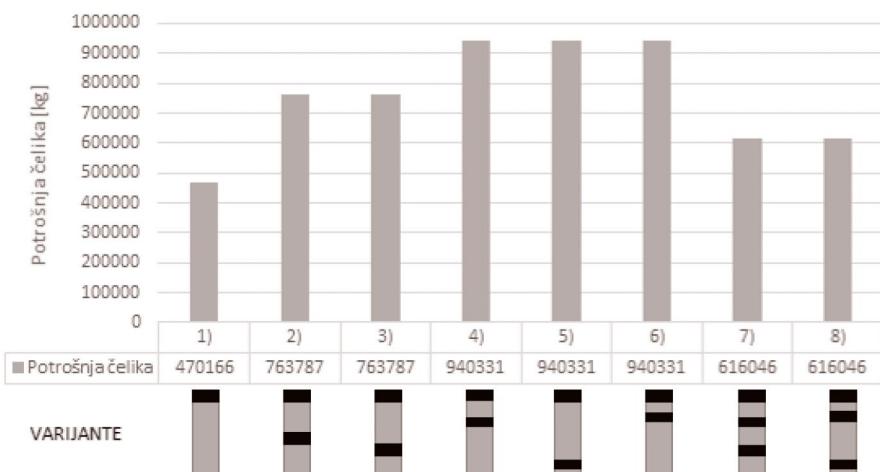
Tablica 1. Usporedna analiza pojedinih varijanti (tipova)



Slika 7. Prvi period za svaku varijantu



Slika 8. Pomak vrha konstrukcije

**Slika 9.** Međukatni pomak**Slika 10.** Potrošnja čelika u kg za izradu outrigger rešetki

5. ZAKLJUČAK

Na temelju dobivenih rezultata za različite varijante položaja i broja outriggera može se odabratи najpogodnije i najučinkovitije rješenje. Odabiru se ukupno dva rješenja. Nakon ocjene najvećeg dopuštenog ukupnog i međukatnog pomaka, varijante 1,4 i 6 se odmah odbacuju jer prelaze dopuštene vrijednosti. Od ostalih varijanti, kao optimalna se odabiru dva rješenja- varijante 2 i 7. Varijanta 7 sa outriggerima na vrhu i po dvije trećine konstrukcije daje bolje rezultate u pogledu horizontalnog pomaka vrha konstrukcije i sila u stupovima, u odnosu na varijantu 2 sa outriggerima na vrhu i na sredini konstrukcije. Također, u varijanti 7 se koristi manja količina čelika za izradu outrigger rešetki pa je time i cjenovno niža. Varijanta 2 sa dva outriggera kao prednost ima manji međukatni pomak,a bitno je i napomenuti da je izvedba na dvije lokacije u ovakvoj varijanti znatno jednostavnija nego izvedba na tri lokacije. Također tri lokacije outriggera po visini konstrukcije u određenoj mjeri narušavaju funkcionalnu vrijednost zgrade jer se ove etaže mogu koristiti jedino kao servisne etaže. Projektiranje i izgradnja konstrukcija podrazumijeva što je moguće nižu cijenu materijala i što je moguće veću učinkovitost. Stoga, varijanta 7 sa tri outriggera, na vrhu i na trećinama konstrukcije, predlaže se za sve konstrukcije čija je visina iznad 150 metara, a izrađene su u outrigger sustavu. Kao slijedeća optimalna varijanta predlaže se varijanta 2 sa dvije pozicije outriggera.

LITERATURA

- doc.dr.sc Andelko Vlašić, doc.dr.sc. Goran Puž: Outrigger, predavanje na temu Visoke građevine-Outrigger sustavi (2016.)
- Civilax (Civil engineering knowledge base), Outriggers in tall buildings (7.2.2017.)
<https://www.civilax.com/outriggers-tall-buildings/>
- Kwang Ryang Chung, Wonil Sunu, Outrigger systems for tall buildings in Korea (2015.) <http://global.ctbuh.org/paper/2531>

Autor: *mag. ing. aedif. Karlo Ožić*
doc. dr.sc. Andelko Vlašić
mag. ing. aedif. Dominik Skokandić

PRORAČUN VISOKE ZGRADE DIAGRID SUSTAVA U ZAGREBU

Rezime: Ideja za korištenje diagrid konstrukcijskog sustava kod visokih zgrada proizlazi iz njegove efikasnosti i jedinstvenosti, unatoč njegovoj kompleksnosti. To je sustav koji kombinira visoku strukturalnu efikasnost i veliku estetsku vrijednost. Diagrid sustav formira mrežu dijagonalnih elemenata na vanjskom obodu zgrade. Korištenje dijagonalnih čeličnih elemenata za postizanje efikasnih rješenja u pogledu čvrstoće i krutosti nije novost, ali njihova aplikacija u sustavu bez vertikalnih elemenata je nešto što nije često u uporabi. U visokim zgradama s diagridom bez vertikalni elemenata, dijagonale nose ne samo uzdužne sile i momente izazvane horizontalnim silama nego i vertikalne opterećenja, koristeći se većinom aksijalnom krutošću elemenata. Diagrid strukture se mogu projektirati s različitim kutevima kako bi se zadovoljile strukturalne i arhitektonske zahtjeve. Osnovna jedinica diagrida je trokutasti modul koji je definiran kutom elemenata, visinom etaža i brojem etaža koje su uključene u jedan modul diagrida. Drugi razlog biranja ovog sustava je kako bi ga približio regionalnoj praksi jer je već ostatak svijeta s njime upoznat. Diagrid konstrukcije su impresivne i atraktivne s arhitektonskog kao i s strukturalnog stajališta i mogu naglasiti bogatstvo nacije kao i stručnost inženjera. U ovom radu, kroz modeliranje u SCIA Engineer, koristeći teoriju 2. reda, pokazani su odlični rezultati u pogledu horizontalnog i međukatnog pomaka, kao i ekonomске prednosti ovog sustava.

Ključne reči: diagrid, aksijalna krutost, teorija 2. reda, pomak, krutost

STRUCTURAL DESIGN OF A DIAGRID STRUCTURAL SYSTEM HIGH RISE BUILDING IN ZAGREB

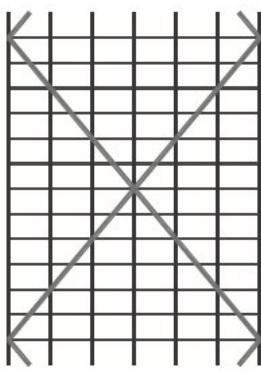
Abstract : The idea behind choosing design of a diagrid structural system in a high rise building is its effectiveness and uniqueness, despite its complexity. It is a system that combines high structural efficiency and great aesthetic value. Diagrid system forms a grid of diagonal elements on the outside perimeter of the building. Diagonalized applications of structural steel members for providing efficient solutions both in terms of strength and stiffness are not new, but applications in a system without vertical column is something not commonly used. In diagrid tall buildings with no vertical columns, the diagonals carry not only shear and moment caused by lateral loads but also vertical gravity loads, utilizing mainly axial rigidity of members. Diagrid structures can be configured with any angle(s) to meet both architectural and structural requirements. The basic unit in diagrid is the triangle diagrid module which is defined by the angle of diagonal elements, height of the floor and number of floors that are included in one diagrid module. The second reason behind choosing this system is to bring it closer to our regional practice because it is already well known to the rest of the world. Diagrid constructions are impressive and attractive from both architectural and structural point of view and can emphasize nations prosperity and competence of its engineers. In this work, through the construction modelling in SCIA Engineer, utilizing 2nd order theory, excellent results in terms of horizontal displacements and interstory drift are shown, as well as economic benefits for this structural system.

Key words: diagrid, axial rigidity, 2nd order theory, drift, stiffness

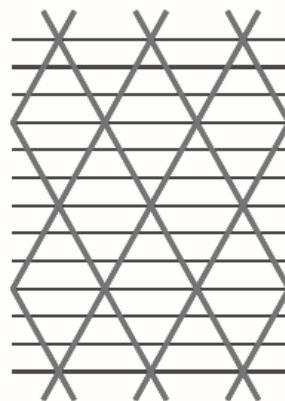
1. UVOD

U mnoštvu razvijenih sustava visokih zgrada posebno se ističe relativno novi i revolucionarni diagrid (DIAGONAL GRID) sustav. Pojava diagrid sustava je rezultat arhitektonskog zanimanja za estetski potencijal dijagonalnih elemenata koje je počelo s cjevnim sustavima sa spregovima. Razvoj tog koncepta dovelo je do stvaranja novog konstrukcijskog sustava bez vertikalnih stupova. Zanimanje za efektivnost dijagonalnih elemenata u prenošenju bočnih opterećenja se počinje javljati u 1960-tima, kod autora Torroje (2006.) a u praksi prvi puta možemo vidjeti na zgradama United Steelworkers Building 1963.god (bivša IBM zgrada) u Pittsburghu. Nakon velikog uspjeha prve upotrebe diagrid sustava, svjetski inženjeri prebacuju svoj fokus na malo drugačiji konstrukcijski sustav - cjevni sustav sa spregovima. Odlučili su iskoristiti sposobnost dijagonalnih elemenata u prenošenju bočnog opterećenja te su tako na cjevni sustav stavili mega spregove po vanjskog obodu cijevi (Slika 1). Tek je

u posljednje vrijeme do kraja prihvaćen i razvijen diagrid konstrukcijski sustav. Današnji diagrid sustav možemo opisati kao mrežu dijagonalnih elemenata koji tvore okvir na vanjskom obodu zgrade koji efikasno prenosi gravitacijska i bočna opterećenja zahvaljujući svojoj trokutastoj konfiguraciji (Slika 2).



Slika 1. Cijevni sustav sa spregovima

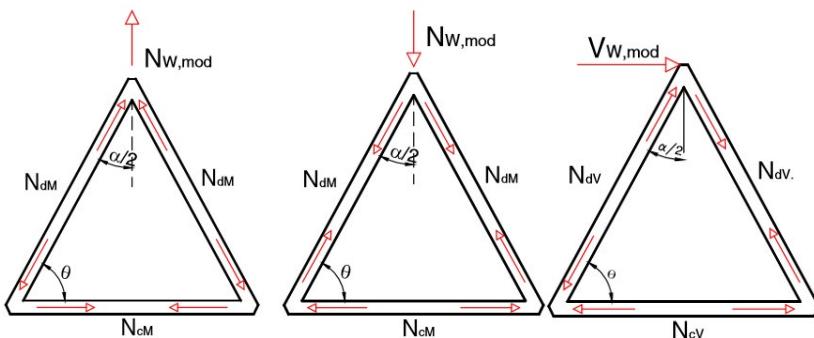


Slika 2. Diagrid sustav

Optimalan kut elemenata za preuzimanje momenta prevrtanja u normalnom krutom okviru koji je prenošen aksijalnim silama u vertikalnim stupovima, iznosi 90 stupnjeva. Također za prenošenje gravitacijskih opterećenja su vertikalni stupovi najefektivniji. Sukladno tome optimalan kut za maksimalnu krutost u prenošenju poprečnih sila u konvencionalnom okviru s vertikalnim stupovima i dijagonalama je 35 stupnjeva (Moon, 2005.). S obzirom da je optimalan kut za savijanje i gravitacijska opterećenja 90 stupnjeva, dok je za poprečnu krutost 35 stupnjeva, logično se može zaključiti da će optimalan kut za dijagonalne elemente diagrid sustava pasti negdje između ta dva kuta. Optimalan kut može rasti s obzirom na visinu zgrade ali uvijek se kreće oko 60-70 stupnjeva. Stoga optimalni kut dijagonalnih elemenata ovisi o visini zgrade, odnosu visine i širine, položaju unutar zgrade (vertikalni i horizontalni smjer) te o zahtjevima arhitekata koji se tiču estetike zgrade.

Poprečna sila i moment prevrtanja prema dnu građevine rastu sa drugačijim funkcijama. Stopa rasta poprečne sile se može približno opisati linearnom dok moment prema dnu građevine drastično brže raste. Iz tog razloga kod ispravno projektiranih diagrid zgrada na dnu zgrade bili bismo kod projektiranja vođeni utjecajem momenta prevrtanja, dok bismo se za gornji dio zgrade koncentrirali na utjecaje poprečne sile.

Zbog svoje trokutaste konfiguracije prijenos opterećenja se provodi aksijalnim silama u elementima, i na taj način se i minimiziraju utjecaji „shear lag“ efekta. Maksimalne vrijednosti sila javit će se u modulima smještenim u pravcu puhanja vjetra a manje vrijednosti će se pojaviti u smjeru okomito na pravac puhanja vjetra.

**Slika 3.** Prijenos sila u diagrid modulu

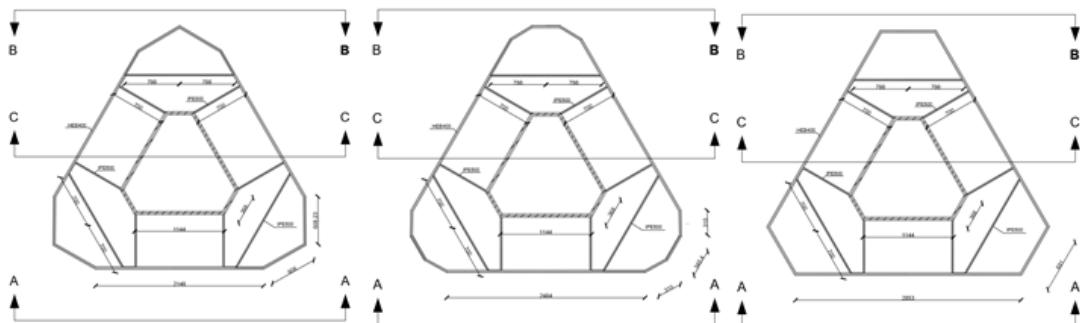
Najčešće korišten materijala u izgradnji diagrid konstrukcija zbog svoje velike čvrstoće, krutosti i male težine je čelik, dok diagrid sustav također može biti napravljen od betona i drva koji imaju svoje prednosti i mane.

Cilj ovog rada je da se na temelju stvarne konstrukcije sa zadanim karakteristikama dokažu načela ponašanja koja su ranije iskazana, istovremeno dimenzionirajući sve elemente unutar konstrukcije kako bi se dobila njezina maksimalna učinkovitost.

2. PROJEKTNI ZADATAK

Zgrada se nalazi na području grada Zagreba i poslovne je namjene. Iznad razine tla sastoji se od 50 etaža jednake visine od 3.5 metara što daje visinu zgrade od 175 metara. Na razini prizemlja konstrukcija je upeta u tlo. Zgrada je šesterokutnog oblika, veće stranice 28,53m i manje stranice širine 6,91 m. Po visini zgrade se izmjenjuju tri različita tlocrta površine 706 m², 714 m² i 683 m². Međukatna konstrukcija je spregnuta ploča tipa Kingspan, odabranih dimenzija s obzirom na raspone unutar dispozicije. Izabrana je ploča Kingspan 146 koja se sastoji od čeličnih nosača IPE 500 profila, klase čelika S355 i betonske ploče povrh njega, betona razreda C30/37, debljine 235 mm. Lim unutar ploče je debljine 1.5 mm.

Za dijagonalne elemente koristiti će se čelični stupovi a za jezgru betonski zidovi. Zidovi će biti izrađeni od betona razreda C30/37. U tlocrtu, sama jezgra je šesterokut, veće stranice 11,44 m i manje stranice 3,68 m od osi do osi zida. Dijagonale će biti čelične, kvadratnog poprečnog presjeka u donjoj trećini, HEB 400 u srednjoj trećini te HEB 240 na zadnjih 18 etaža. Grede su presjeka HEB 400.



Slika 4. Tlocrtno rješenje konstrukcije na tri etaže

2.1. ANALIZA OPTEREĆENJA

Uzgradi se koristi beton razreda C30/37 i čelik klase S355. Vertikalna djelovanja podijeljena su na stalno (vlastita težina elemenata, instalacije i dodatno stalno opterećenje), uporabno opterećenje (vezano uz stubište i uredske prostore) i opterećenje snijegom odabранo na temelju lokacije konstrukcije. Vlastita težina elemenata je u softwareu zadana automatski, a ostatak vertikalnog opterećenja se nanosi kao jednoliko raspodijeljeno opterećenje na svakoj etaži. Horizontalna djelovanja na konstrukciju su vjetar i potres. Vjetrovno opterećenje proračunava se pomoću koeficijenta sile i faktora konstrukcije, uzimajući u obzir lokaciju konstrukcije i period osciliranja. Jednoliko raspodijeljeno vjetrovno opterećenje nanosi se na dijagonale modela u softwareu po etažama. Za potres se izrađuju elastični i projektni spektri prema lokaciji zgrade, kategoriji tla na kojem se ona nalazi te prema tipu same konstrukcije.

2.2. METODA PRORAČUNA

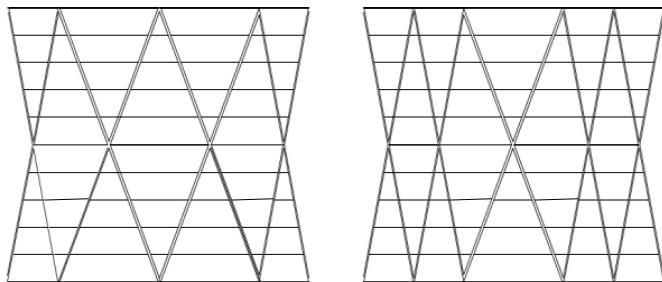
Ovdje je riječ o vrlo vitkoj konstrukciji pa je potrebno provjeriti i njezinu stabilnost. Dobivanje kritičnoga koeficijenta α_{cr} pomoću softwarea (2,36) pokazuje da je potrebno uzeti u obzir globalne imperfekcije konstrukcije i dimenzioniranje elemenata provesti prema teoriji 2.reda. U tu svrhu izrađuju se nelinearne kombinacije djelovanja za dimenzioniranje i provjeru vertikalnog progiba etaža te horizontalnog pomaka vrha konstrukcije i interstorey drifta.

Dimenzioniranje je provedeno na dva načina. Međukatna konstrukcija od čeličnih greda i Kingspan spregnute ploče proračunata je ravinski, a dijagonale i grede diagrida, donji su proračunati u globalnom 3D modelu. Na taj način dobiveni su elementi maksimalnih iskoristivosti.

3. VARIJANTE POLOŽAJA I BROJA OUTRIGGERA

Uzimajući u obzir zadatu površinu, visinu etaže i broj katova zgrade, napravilo se nekoliko različitih varijanta koje se razlikuju po širini stranica zgrade, kutevima dijagonala i brojem etaža koje one prelaze. Kako je u prijašnjoj cjelini objašnjeno, zbog najveće učinkovitosti dijagonala pod kutem od 63 stupnja, težilo se postavljanjem istih što je moguće bliže tom nagibu. Od početnih varijanti jedna je odabrana te je s njom nastavljen proračun.

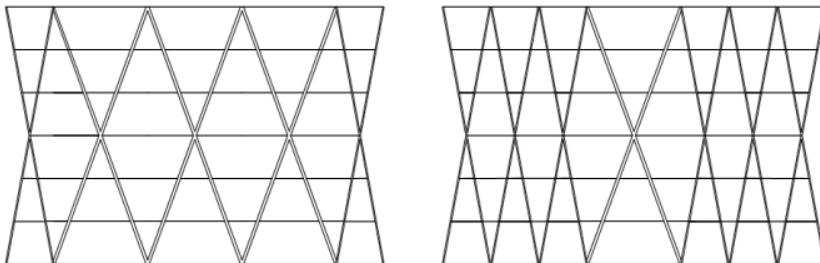
3.1. VARIJANTA 1



Slika 5. Varijanta 1

Modul prelazi preko 5 etaža, potrebnih modula za zadovoljavanje uvjeta od 50 katova je 10. Širina veće stranice je 35,44 m, manje 17,72 m. Kut dijagonala iznosi 63,15 stupnjeva. Varijanta se nije prihvatile zbog prevelike tlocrtne površine i masivnih nosivih elemenata.

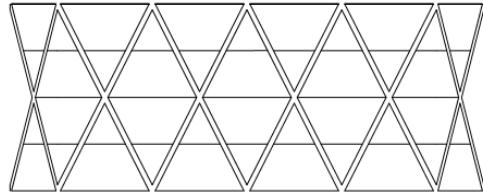
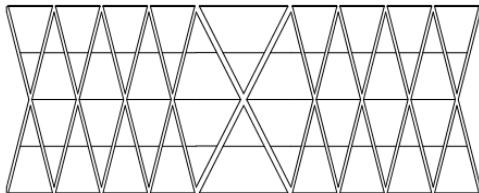
3.2. VARIJANTA 2



Slika 5. Varijanta 2

Modul prelazi preko 3 etaže, potrebnih modula za zadovoljavanje uvjeta od 50 katova je 16,67. Širina veće stranice je 32,03 m, manje 10,70 m. Kut dijagonala iznosi 63 stupnja. Varijanta se nije prihvatile zbog neusklađenosti etaža koje prelazi jedan modul sa zahtijevanom visinom zgrade.

3.3. VARIJANTA 3



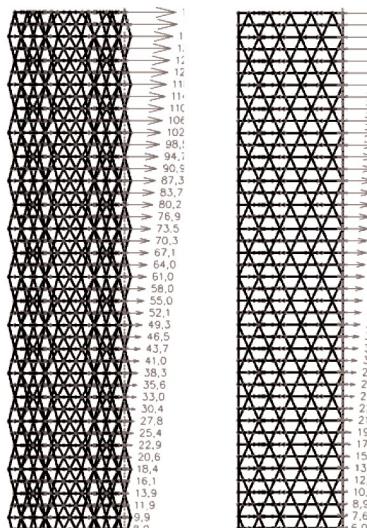
Slika 6. Varijanta 3

Modul prelazi preko 2 etaže, potrebnih modula za zadovoljavanje uvjeta od 50 katova je 25. Širina veće stranice je 28,5 m, manje 6,9 m. Kut dijagonala iznosi 63 stupnja. Varijanta se prihvatile zbog usklađenosti tlocrtnog i visinskog rasporeda nosivih elemenata sa svim zahtijevanim uvjetima zgrade.

Preliminarni uvjeti koji moraju biti zadovoljeni :

- 1) postotak aktivacije modalnih masa (minimum 90%) i prvi period konstrukcije dobiven na temelju mjerodavne nelinerane kombinacije ($2.5 \text{ s} < T < 7.5 \text{ s}$)
- 2) pomak vrha konstrukcije ($u < u_{\max} = H/500 = 350 \text{ mm}$, gdje je H ukupna visina konstrukcije)
- 3) međukatni pomak ($u_1 < u_{1\max} = H_1/300 = 11,7 \text{ mm}$, gdje je H_1 visina jedne etaže)

Zahvaljujući velikoj efikasnosti diagrid sustava javljaju se zadovoljavajući mjerodavni horizontalni pomaci i interstory drift od elastičnog spektra odziva u x smjeru. Najveći ukupni horizontalni pomak iznosi 181,06 mm dok je najveći interstorydrift 5,5 mm.



Slika 7. Horizontalni pomaci po etažama uslijed potresa

4. DIMENZIONIRANJE ELEMENATA

Prije provjere preliminarnih uvjeta koji moraju biti zadovoljeni, mora se također provjeriti stablinost okvira i provjera po teoriji 2.reda ako je potrebno. Kritični koeficijent α_{cr} iznosi 2,36 što znači da je veliki utjecaj 2.reda koji se mora uzeti u obzir prilikom dimenzioniranja nosivih elemenata. Utjecaj 2.reda je uzet u obzir preko nelinearnih kombinacija i preko nelinearnog proračuna u SCIA Engineeringu.

N	f
-	[]
Stability combination : GSN - Y smjer	
1	2,71
Stability combination : GSN - x smjer	
1	2,36
Stability combination : GSN - x smjer 2	
1	2,65
Stability combination : GSN - Y smjer 2	
1	2,71

Slika 8. Kritični koeficijenti α_{cr} za kombinacije stabilnosti

Posljedica preuzimanja horizontalnih sila, momenta prevrtanja i vertikalnih opterećenja većinom aksijalnim silama je da se javljaju velike uzdužne tlačne sile koje su mjerodavne za dimenzioniranje.

Internal forces on member

Nonlinear calculation, Extreme : Global, System : Principal

Selection : All

Nonlinear combinations : GSN- X smjer

Member	css	dx [m]	Case	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
--------	-----	--------	------	--------	---------	---------	----------	----------

D15	D20 - O	7,856	GSN- X smjer	-7787,89	-22,80	18,75	-40,72	45,89
-----	---------	-------	--------------	----------	--------	-------	--------	-------

a)

D226	D11 - HEB400	7,856	GSN- X smjer	-4122,22	7,87	36,88	-85,06	-23,34
------	--------------	-------	--------------	----------	------	-------	--------	--------

b)

D346	D21 - HEB240	0,000	GSN- X smjer	-2166,87	-7,99	1,98	-0,05	30,68
------	--------------	-------	--------------	----------	-------	------	-------	-------

c)

Slika 9. Mjerodavna opterećenja za dijagonale 1.,2.,3. trećine (a,b,c,)

Name	dx [m]	Case	Cross-section	Material	UC _{Overall} [-]	UC _{Sec} [-]	UC _{Stab} [-]	Errors, warnings, notes
D12	7,856+	GSN- X smjer	D20 - O	S 355	0,82	0,74	0,82	W1
D14	0,000	GSN- X smjer	D20 - O	S 355	0,80	0,68	0,80	W1
D15	0,000	GSN- X smjer	D20 - O	S 355	0,85	0,72	0,85	W1
D17	0,000	GSN- X smjer	D20 - O	S 355	0,86	0,71	0,86	W1
D134	0,000	GSN- X smjer	D20 - O	S 355	0,73	0,61	0,73	W1
D136	0,000	GSN- X smjer	D20 - O	S 355	0,78	0,65	0,78	W1
D137	3,928+	GSN- X smjer	D20 - O	S 355	0,76	0,66	0,76	W1
D139	0,000	GSN- X smjer	D20 - O	S 355	0,77	0,62	0,77	W1
D164	0,000	GSN- X smjer	D20 - O	S 355	0,64	0,51	0,64	W1
D166	0,000	GSN- X smjer	D20 - O	S 355	0,69	0,56	0,69	W1
D167	3,928+	GSN- X smjer	D20 - O	S 355	0,68	0,59	0,68	W1
D169	0,000	GSN- X smjer	D20 - O	S 355	0,67	0,55	0,67	W1
D194	0,000	GSN- X smjer	D20 - O	S 355	0,56	0,44	0,56	W1
D196	0,000	GSN- X smjer	D20 - O	S 355	0,60	0,48	0,60	W1
D197	3,928+	GSN- X smjer	D20 - O	S 355	0,59	0,52	0,59	W1
D199	0,000	GSN- X smjer	D20 - O	S 355	0,60	0,50	0,60	W1
D224	0,000	GSN- X smjer	D11 - HEB400	S 355	0,75	0,62	0,75	W1
D226	3,928+	GSN- X smjer	D11 - HEB400	S 355	0,83	0,63	0,83	W1
D227	3,928+	GSN- X smjer	D11 - HEB400	S 355	0,84	0,62	0,84	W1
D229	0,000	GSN- X smjer	D11 - HEB400	S 355	0,80	0,66	0,80	W1
D254	0,000	GSN- X smjer	D11 - HEB400	S 355	0,70	0,52	0,70	W1
D256	0,000	GSN- X smjer	D11 - HEB400	S 355	0,72	0,56	0,72	W1
D257	0,000	GSN- X smjer	D11 - HEB400	S 355	0,73	0,55	0,73	W1
D259	0,000	GSN- X smjer	D11 - HEB400	S 355	0,76	0,56	0,76	W1
D284	0,000	GSN- X smjer	D11 - HEB400	S 355	0,64	0,44	0,64	W1
D286	0,000	GSN- X smjer	D11 - HEB400	S 355	0,66	0,47	0,66	W1
D287	0,000	GSN- X smjer	D11 - HEB400	S 355	0,62	0,45	0,62	W1
D289	0,000	GSN- X smjer	D11 - HEB400	S 355	0,70	0,47	0,70	W1
D314	11,784+	GSN- X smjer	D11 - HEB400	S 355	0,62	0,29	0,62	W1
D316	0,000	GSN- X smjer	D11 - HEB400	S 355	0,60	0,39	0,60	W1
D317	11,784+	GSN- X smjer	D11 - HEB400	S 355	0,55	0,30	0,55	W1
D319	0,000	GSN- X smjer	D11 - HEB400	S 355	0,65	0,38	0,65	W1
D344	11,784+	GSN- X smjer	D21 - HEB240	S 355	0,90	0,42	0,90	W1
D346	0,000	GSN- X smjer	D21 - HEB240	S 355	0,95	0,58	0,95	W1
D347	0,000	GSN- X smjer	D21 - HEB240	S 355	0,85	0,53	0,85	W1
D349	0,000	GSN- X smjer	D21 - HEB240	S 355	0,97	0,56	0,97	W1
D374	11,784+	GSN- X smjer	D21 - HEB240	S 355	0,83	0,42	0,83	W1
D376	0,000	GSN- X smjer	D21 - HEB240	S 355	0,87	0,44	0,87	W1
D377	11,784+	GSN- X smjer	D21 - HEB240	S 355	0,72	0,29	0,72	W1
D379	0,000	GSN- X smjer	D21 - HEB240	S 355	0,92	0,42	0,92	W1
D404	11,784+	GSN- X smjer	D21 - HEB240	S 355	0,75	0,47	0,75	W1
D406	0,000	GSN- X smjer	D21 - HEB240	S 355	0,77	0,35	0,77	W1
D407	11,784+	GSN- X smjer	D21 - HEB240	S 355	0,60	0,34	0,60	W1
D409	0,000	GSN- X smjer	D21 - HEB240	S 355	0,84	0,48	0,84	W1
D434	0,000	GSN- X smjer	D21 - HEB240	S 355	0,66	0,45	0,66	W1
D436	0,000	GSN- X smjer	D21 - HEB240	S 355	0,67	0,39	0,67	W1
D437	15,713	GSN- X smjer	D21 - HEB240	S 355	0,42	0,42	0,29	W1
D439	0,000	GSN- X smjer	D21 - HEB240	S 355	0,75	0,52	0,75	W1
H2139	7,856	GSN- X smjer	D21 - HEB240	S 355	0,55	0,41	0,55	W1
H2143	7,856	GSN- X smjer	D21 - HEB240	S 355	0,48	0,48	0,33	W1

Tablica 1 . Maksimalne iskoristivosti dijagonalnih elemenata po etažama

5. ZAKLJUČAK

Diagrid konstrukcijski sustav se javlja kao tehnološki vrhunac ljudske potražnje za rješenjima koja će dovesti do sve viših i sigurnijih građevina. To je konstrukcijski sustav koji postavlja nove paradigme svojom strukturalnom efikasnosti, racionalnosti i upečatljivim estetskim potencijalom. U prikazanom primjeru je pokazana konstrukcijska efikasnost diagrid sustava, koja se prvenstveno očituje kod horizontalnog pomaka i interstory drifta, te kod rezultata dimenzioniranja elemenata koji u prosjeku zahtijevaju manju količini čelika i slobodniji fasadu od klasičnog okvira. Nakon provedene analize, važno je istaknuti iznimnu važnost provjere konstrukcije po teoriji 2. reda koja može imati veliki učinak na visoke zgrade, a može se uzeti u obzir korištenjem različitih softvera za izračun konstrukcija i njihovo modeliranje.

LITERATURA

- Vlašić A., Puž G.: Predavanja iz kolegija: „Visoke građevine“, GF, 2016. Zagreb http://www.grad.unizg.hr/predmet/visgra_a
- Kyoung Sun Moon : Optimal Grid Geometry of Diagrid Structures for Tall Buildings, Dostupno na : http://ac.els-cdn.com/S187770581101246X/1-s2.0-S187770581101246Xmain.pdf?_tid=581b2cb4-9b9a-11e7-a0960000aabof6b&acdnat=1505647466_8710b12beb4daff54d3a48f2733ea91c
- Gerasimidis S., Pantidis P., Knickle B., Moon K.S.,: Diagrid Structural System for HighRise Buildings : Applications of a Simple Stiffness-based Optimized Design, Dostupno na : <http://global.ctbuh.org/resources/papers/download/3083-diagrid-structural-system-for-highrise-buildings-applications-of-a-simple-stiffness-based-optimized-design.pdf>
- Mele E., Toreno M., Brandonisio G., De Luca A.: Diagrid structures for tall buildings: case studies nad design considerations, Dostupno na : http://www.academia.edu/5783844/Diagrid_structures_for_tall_buildings_Case_studies_and_design_considerations

Autor: *mag. ing. aedif. Dominik Samara*
doc. dr. sc. Andelko Vlašić, mag. ing. aedif. Dominik Skokandić

PRORAČUN VISOKE ZGRADE SA LAGANOM MEDJUKATNOM KONSTRUKCIJOM

Rezime: U visokim zgradama u seizmičko aktivnim područjima dolazi do znatnih pomaka uslijed djelovanja potresa. Ovisno o konstrukcijskom tipu i obliku zgrade ona se deformira u skladu s svojom krutosti. Veliki doprinos potresnom ponašanju predstavlja ukupna masa zgrade. U ovom radu će se prikazati odnos pomaka između zgrade sa armiranom betonskom međukatnom konstrukcijom i laganom međukatnom konstrukcijom izrađenu od CLT (Cross Laminated Timber) ploča. Obraduje se konstrukcijski vrlo nepovoljan nosivi sustav zgrade u kojem postoji samo jedna centralna jezgra sa konzolama bez konstruktivnih elemenata koji bi se nalazili po obodu zgrade. Iz toga proizlazi da sva horizontalna djelovanja preuzima samo jezgra koja se sastoji od svega šest zidova.

Ključne reči: visoka građevina, potres, CLT, jezgra, konzola

Author: *mag. ing. aedif. Dominik Samara*
doc. dr. sc. Andelko Vlašić, mag. ing. aedif. Dominik Skokandić

STRUCTURAL DESIGN OF TALL BUILDING WITH LIGHT FLOOR SLABS

Abstract : Tall buildings built in seismically active areas may exhibit significant deflections. Deformed structure under seismic load depends on building type and shape which determines its stiffness. A significant influence on behaviour during earthquake comes from structure self-weight. In this paper, the difference between deflections of the reinforced concrete deck slab building and light weight CLT deck plate building will be examined. Chosen constructional system is an unfavourable one, with only one centrally positioned reinforced concrete core with cantilevers, without constructional elements on the building perimeter. Therefore, all horizontal loads are taken by core only, consisting of only six walls.

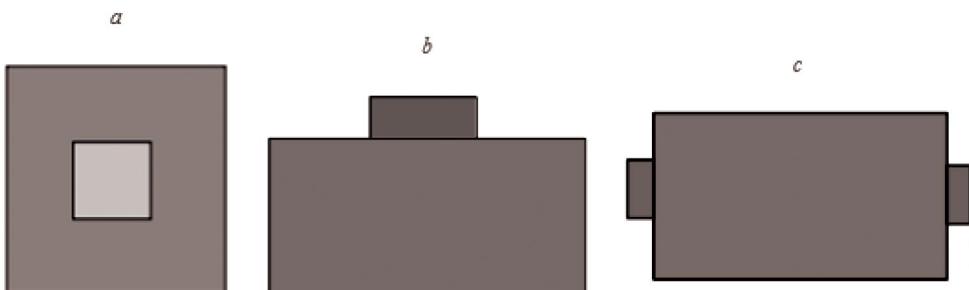
Key words: tall building, earthquake, CLT, core, cantilevers

1. UVOD

Zadatak kao i tema ovog rada bio je proračun visoke zgrade i usporedba dobivenih rezultata za dva ista konstrukcijska sustava sa različitim međukatnim konstrukcijama. U prvom modelu korištena je armiranobetonska ploča, a u drugom CLT ploča koja još nije u standardnoj primjeni u visokogradnji. Armirani beton kao najkorišteniji i najpopularniji materijal u graditeljstvu pruža razne mogućnosti, a glavni nedostatak mu je vlastita težina. CLT ploče su drvene ploče koje se sastoje od tri do devet slojeva, gdje je svaki sloj okomit na onaj prethodni, a sastoji se od niza postavljenih dasaka.

1.1. KONSTRUKCIJSKI SUSTAV JEZGRE

Glavna podjela sustava jezgre temelji se na njenom položaju u odnosu na tlocrt objekta i o broju jezgri koje čine nosivi sustav. Neki od mogućih položaja su prikazani na Slici 1.



Slika 1. Položaj i broj jezgre, a) središnja jezgra, b) sustav s jednom jezgrom, c) sustav s dvije jezgre

Svaki konstrukcijski sustav zgrada ima svoje karakteristike, a s obzirom na navedenu podjelu izdvojene su prednosti i mane za prvi sustav (Slika 1a) u kojem se nalazi jedna središnja jezgra.[1]

Prednosti:

- dopušta korištenje svih prostora koji se nalaze po obodu objekta uz prozorske otvore
- omogućava korištenje različitih veličina poslovnog prostora koji su konstantno osvjetljeni danjom svjetlošću

- daje dovoljnu slobodu za postavljanjem ulaza na jednakim udaljenostima i po svim stranicama zgrade

- pojednostavljena raspodjela prostora

Mane:

- unutarnja jezgra ograničava dubinu bočnih ureda

- zahtjeva dostupnost po cijelom obodu zgrade

1.2. CILJ

Cilj je upozoriti i pokazati da postoje razni materijali koji uz pomoć nove tehnologije pružaju razne mogućnosti u izvedbi kako visokih zgrada tako i ostalih građevinskih objekata, a uz to povećati ekološku svijest misleći na utjecaje proizvodnje određenog materijala na okoliš. Prikazani rezultati će pokazati prednost drvenih ploča u odnosu na betonske u ovakovom konstruktivnom sustavu. Prilikom definiranja projekta razmatrane su potrebe odabrane lokacije u skladu s čime su odabранe dimenzije zgrade. Oblik i tlocrt zgrade slijede iz okoline, kako bi se uklopili sa objektima na željenoj lokaciji. Očekivano je da oba modela zadovolje granično stanje nosivosti i granično stanje uporabljivosti, te da se na osnovi toga uspoređuju dobiveni rezultati.

2. PROJEKTNI PRIMJER

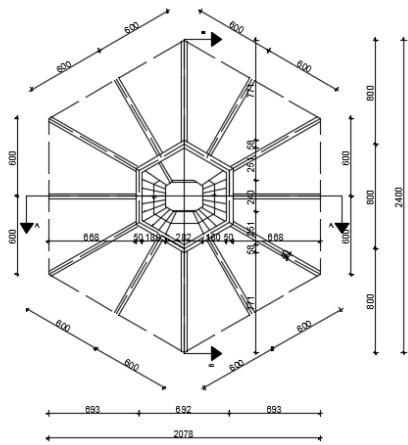
2.1. OPIS ZGRADE

Projektним zadatkom predviđa se izvedba visoke građevine na području Zagreba. Tlocrtnе dimenzije građevine su $20,78 \text{ m} \times 24,0 \text{ m}$, površine 374 m^2 . Građevina ima ukupno 15 etaža (prizemlje + 11 nadzemnih + 3 podzemne etaže) sa visinom svake etaže od 4,0 m, što daje ukupnu visinu od huk = 48,0 m (iznad tla), dok je svjetla visina unutar etaža 3,82 m. Krov je ravan, sa limenim pokrovom. Tlocrtno gledano građevina se sastoji od ukupno 13 elemenata, tj. od središnje jezgre koju čine 6 AB zidova i 12 AB konzolnih greda, sa razredom tlačne čvrstoće betona C50/60. AB stubišna jezgra je tlocrtnih dimenzija $6,92 \times 8,0 \text{ m}$ i ona preuzima sva djelovanja i provodi ih do temelja. Zidovi jezgre su armiranobetonski debljine 55. Armiranobetonske grede su promjenjivog kvadratnog poprečnog presjeka dimenzija $80/40 \text{ cm}$ na spoju konzole, na kraju $40/40 \text{ cm}$.

2.1.1. KONSTRUKTIVNI SUSTAV MODELAA SA ARMIRANOBETONSKOM MEDJUKATNOM KONSTRUKCIJOM

Stropna ploča je armiranobetonska debljine 18 cm, sa razredom tlačne čvrstoće betona C25/30. Planirana je monolitna izvedba armiranobetonske ploče, a spoj između betonske jezgre i ploče smatra se upetim. Izvedena ploča kontinuirano je oslonjena na grede što joj omogućava preuzimanje negativnih momenata. Ploča je nosiva u oba smjera sa rasponima od 6 i 8 metara.

TLOCRT



Slika 2. Tlocrt zgrade

2.1.2. KONSTRUKTIVNI SUSTAV MODELA SA CLT MEDJUKATNOM KONSTRUKCIJOM

Stropna konstrukcija je CLT ploča debljine 18 cm. Križno lamelirani panel (engl. Cross-Laminated Timber - CLT) sastoji se nekoliko slojeva drvenih ploča postavljene jedna na drugu najčešće međusobno okomito (pod kutom od 90 stupnjeva). Veza slojeva ostvarena je odgovarajućim ljepilom koje se postavlja između ploča. Osim lijepljenjem veza se može ostvariti s nekim od spojnih sredstava kao što su čavli ili drveni trnovi. CLT panel sastoji se minimalno od tri međusobno spojene ploče čije su smjerovi lamela međusobno okomito položeni. Ploču u križno lameliranom panelu čine paralelne daske koje su zalijepljene jedna do druge. CLT paneli uobičajeno se proizvode u specijaliziranim tvornicama najčešće s neparnim brojem slojeva drvenih ploča počevši od tri pa sve do sedam slojeva. Debljina pojedine daske kreće se od 16 mm do 51 mm te širine od 60 mm do 240 mm. Dimenzija panela varira zavisno o proizvođaču, a uobičajene širine križno lameliranog panela su 0.6 m, 1.2 m, 2.4 m ili 3 m. Debljina može doseći dimenziju od 508 mm a dužina jednog panel elementa može biti do 24 m. Najveće ograničenje u dužini panel elementa ovisi o načinu

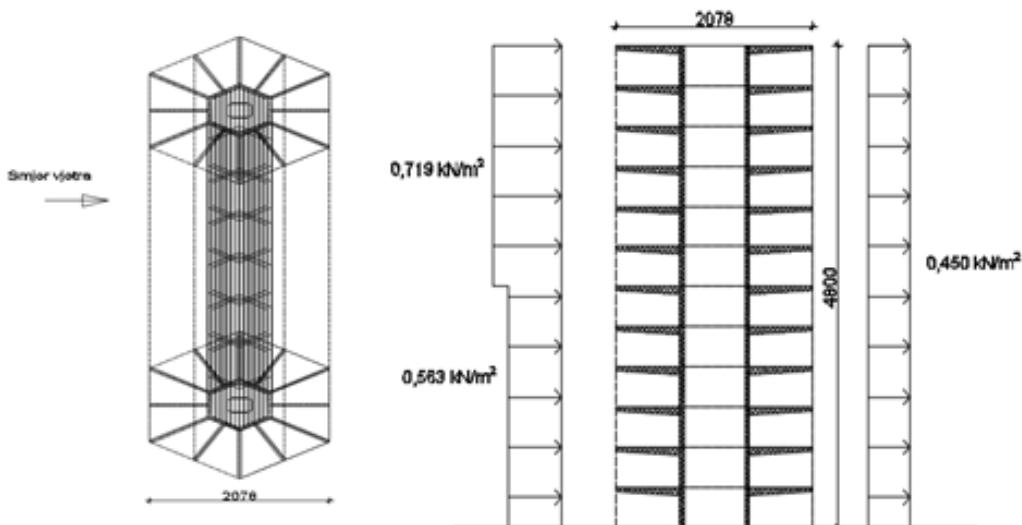
transporta. Daske u vanjskim slojevima panela kod zidova orijentiraju se najčešće u smjeru gravitacije. Razlog tome je veća otpornosti elementa na vertikalna opterećenja. Nadalje, kod stropnih i krovnih elemenata vanjski slojevi dasaka u panel elementu orijentirani su paralelno s glavnim nosivim smjerom [2].

2.2. OPTEREĆENJA

Opterećenja koja se definiraju u modelu su sljedeća: vlastita težina, uporabno opterećenje, opterećenje snijegom, opterećenje vjetrom i seizmičko opterećenje. Vlastitu težinu program uračunava sam ovisno o zadanim elementima, a dodatno stalno koje uzima u obzir instalacije i dodatne slojeve poda zadaje se kao vrijednost od $2,0 \text{ kN/m}^2$. Uporabno opterećenje se određuje u skladu sa EN 1991 i za uredske prostore iznosi $3,00 \text{ kN/m}^2$, dok za krov iznosi $0,6 \text{ kN/m}^2$. Opterećenje snijegom također se određuje u skladu sa EN 1991 i iznosi $0,90 \text{ kN/m}^2$.

2.2.1. VJETAR

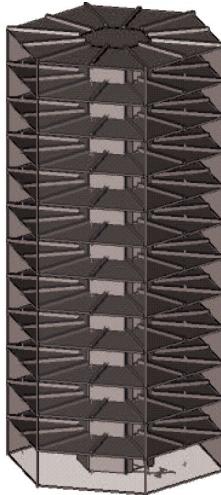
Opterećenje vjetrom ovisi o temeljnoj vrijednosti osnovne brzine vjetra, kategoriji terena, te o obliku zgrade i njenim dimenzijama. Također, ovisno o smjeru vjetra, definiraju se dva odnosno tri područja djelovanja vjetra na zgradu. Za vjetrovno područje sa karte osnovne brzine vjetra za Republiku Hrvatsku uzeta je osnovna brzina puhanja vjetra od 25 m/s [3].



Slika 3. Prikaz opterećenja vjetra na zgradu

2.2.2. SEIZMIČKO OPTEREĆENJE

Potresna djelovanja analizirana su prema EN 1998-1. Za promatranu lokaciju vršno horizontalno ubrzanje tla za povratno razdoblje = 475 godina iznosi , dok za povratno razdoblje = 95 godina iznosi , očitano na interaktivnoj karti potresnih područja Hrvatske [4]. Prepostavljena je kategorija tla B za kontinentalnu Hrvatsku. Potresno djelovanje u nekoj točki na površini tla najčešće se prikazuje spektrom odziva elastičnog sustava s jednim stupnjem slobode sa 5% prigušenja. Ovakav spektar omogućuje da se na jednostavan način objedine sve maksimalne veličine (pomak, brzina i akceleracija) za određenu komponentu tla. Kako bi se izbjegla neelastična dinamička analiza, sposobnost građevine da troši energiju kroz svoje duktilno ponašanje, može se uzeti u obzir redukcijom elastičnog spektra odziva koristeći faktor ponašanja q, kojima se uzima u obzir nelinearno ponašanje sustava, a sam proračun ostaje linearan. Faktor ponašanja određuje se za srednju razinu duktilnosti i za ovakav sustav obrnutog klatna iznosi 1,5.



Slika 5. Računalni 3D model

3. MODEL PRORAČUNA

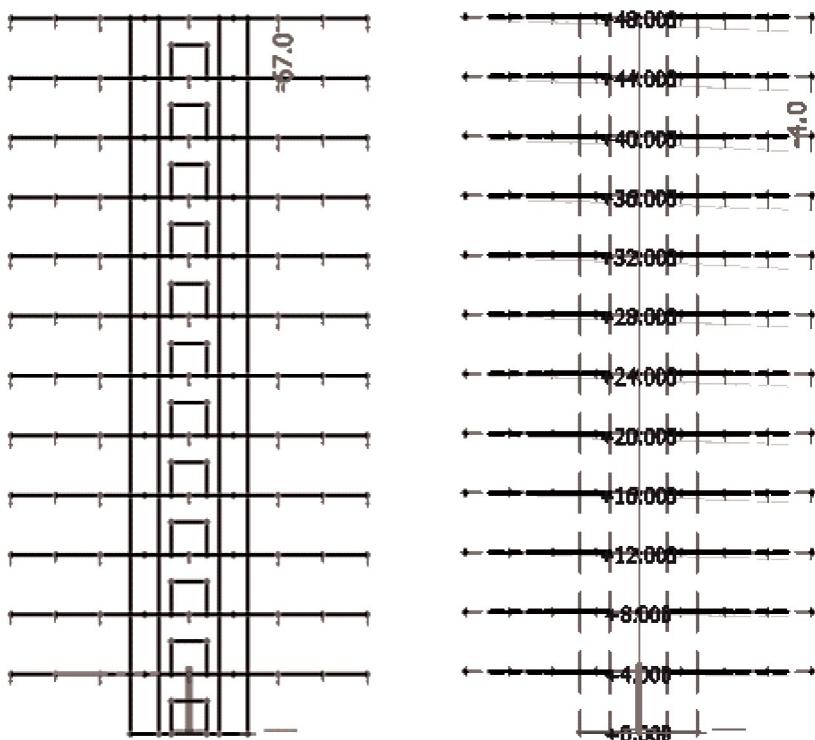
Proračun je proveden na računalu uz uporabu programskog paketa SCIA Engineer koji se temelji na metodi konačnih elemenata (MKE) (Slika 5). Za prostorni proračunski model koriste elementi „1D Member“ i „2D Member.“ Pomoću „1D Member“ zadaju se grede kao „beam“ elementi, pomoću „2D Member“ zadaju se zidovi jezgre kao „wall“ i ploče kao „plate“ elementi. Elementi modela podijeljeni su u grupe ovisno o vrsti i položaju na konstrukciji.

4. USPOREDBE REZULTATA

Glavni kriterij za prvu usporedbu rezultata bit će granično stanje uporabljivosti. Za zadane kombinacije promatrać se progibi i uspoređivat sa dopuštenim vrijednostima. Dopušteni progibi iznose $L/250 = 600/250 = 2,4 \text{ cm} = 24 \text{ mm}$.

4.1. VRIJEDNOSTI PROGIBA - USPOREDBA

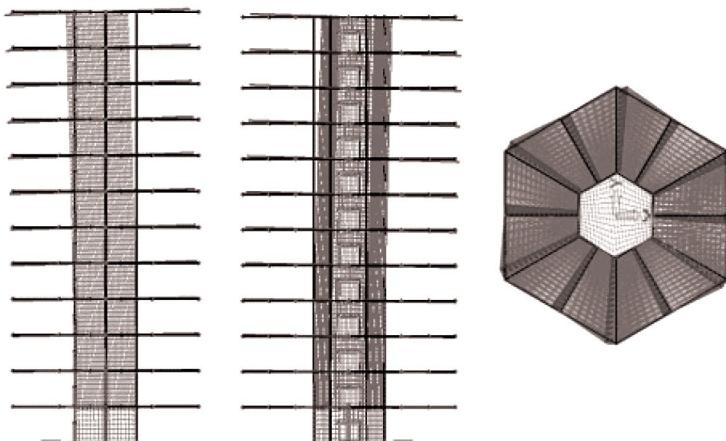
Glavni kriterij za prvu usporedbu rezultata bit će granično stanje uporabljivosti. Za zadane kombinacije promatrać se progibi i uspoređivat sa dopuštenim vrijednostima. Dopušteni progibi iznose $L/250 = 600/250 = 2,4 \text{ cm} = 24 \text{ mm}$.



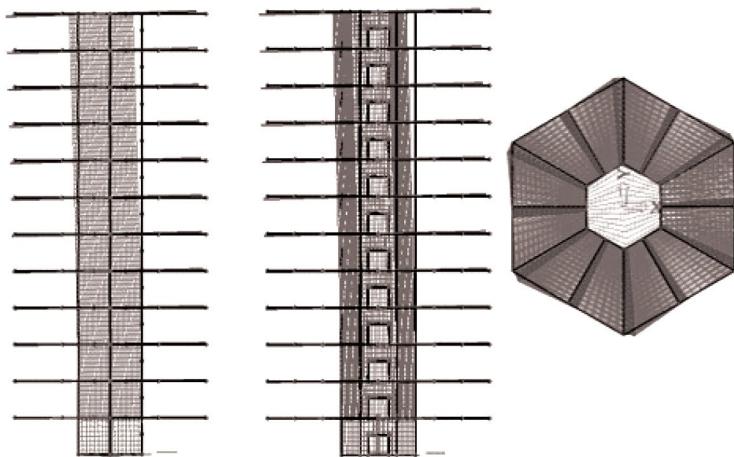
Slika 6. Vertikalni progib za mjerodavnu GSU kombinaciju – model s AB pločama (lijevo) te model s CLT pločama (desno)

Kako je vidljivo sa Slike 6 lijevo, model s AB pločama ne zadovoljava uvjete za GSU. Unatoč promjeni dimenzija elemenata u objektu dobiveni progibi nisu mogli zadovoljiti najveće dopuštene, te se iz tog razloga ne provodi daljnje dimenzioniranje ovog modela. Za razliku od modela s AB pločama, model s CLT pločama (slika 6 – desno) daje progib od samo 4 mm koji zadovoljava uvjete za GSU te se na ovom modelu provodi daljnje dimenzioniranje konstrukcije.

4.2. USPOREDBA ODGOVORA KONSKTRUKCIJA NA DJELOVANJE POTRESA



Slika 7. Prva tri tona za zgradu sa AB pločama, T₁=0,82 s, T₂ =0,77 s, T₃ =0,33 s

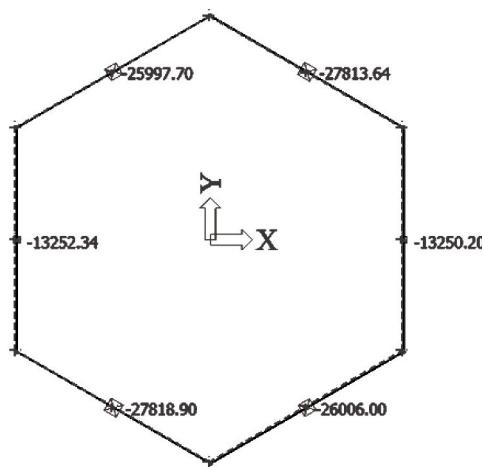


Slika 8. Prva tri tona za zgradu sa CLT pločama, T₁=0,57 s, T₂ =0,54 s, T₃=0,19 s

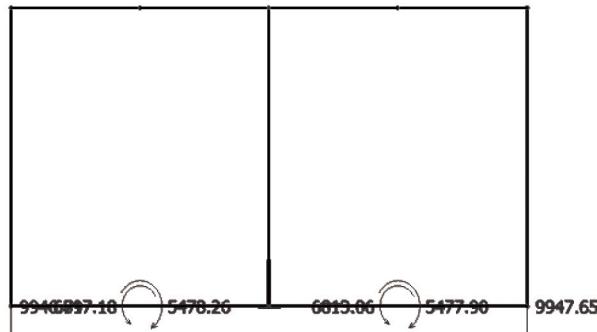
5. REZULTATI DIMENZIONIRANJA ZGRADE SA MEDJUKATNOM KONSTRUKCIJOM OD CLT PLOČA

U skladu sa EN 1998 provedeno je dimenzioniranje zidova na prikazane sile i odabrana je sljedeća armatura:

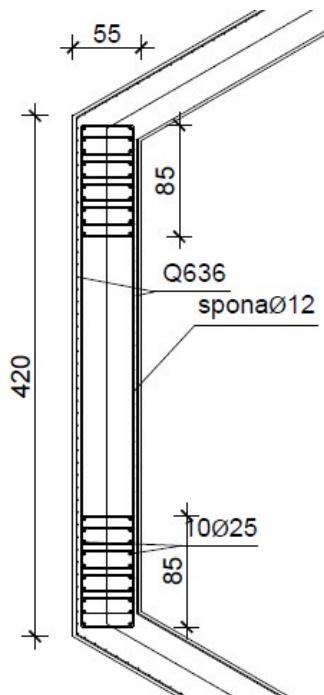
- $2 \times Q636 (2 \times 6, 36 = 12, 72 \text{ cm}^2/\text{m}')$
 - rubni element duljine 85 cm potrebno je dodatno armirati sa armaturom **10Φ25** ($A_{s1,prov} = 98, 18 \text{ cm}^2$) sa svake strane zida
- Dimenzioniranjem grede odabrana armatura iznosi **10Φ28** ($A_{s1,prov} = 61,58 \text{ cm}^2 > A_{s1,req} = 60,61 \text{ cm}^2$). Potrebno ju je smjestiti u dva reda.



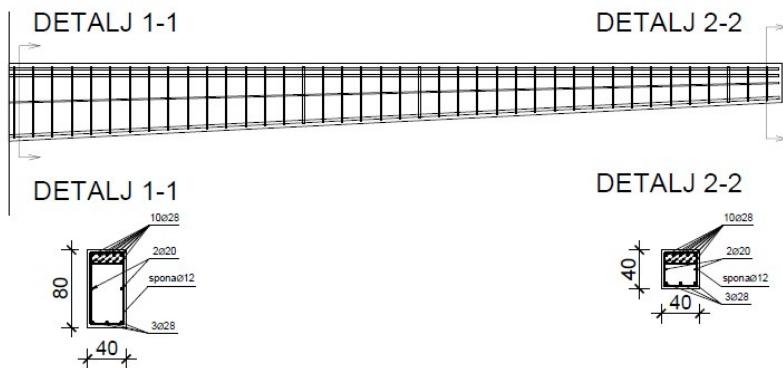
Slika 9. Prikaz iznosa uzdužnih sila za mjerodavnu kombinaciju djelovanja



Slika 10. Prikaz iznosa momenata za mjerodavnu kombinaciju djelovanja

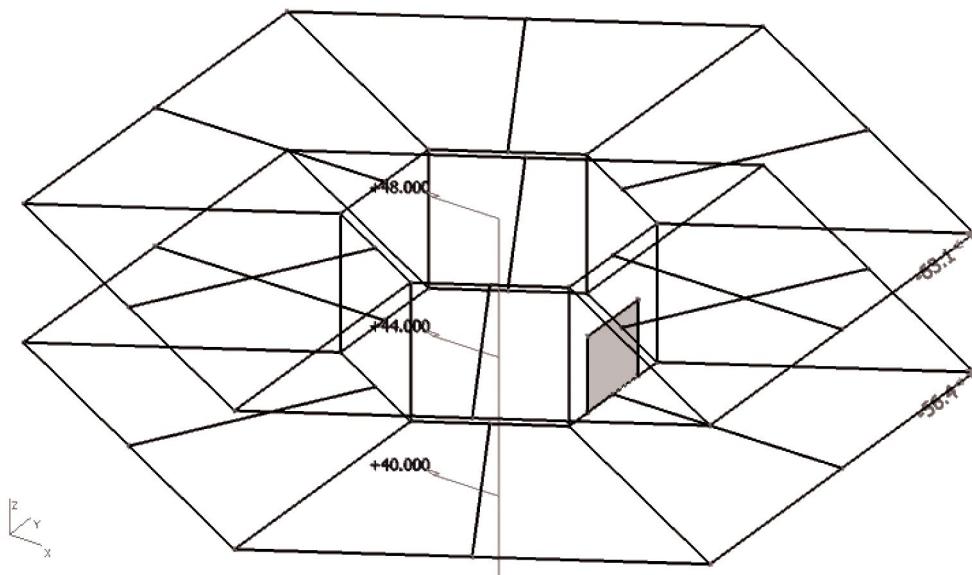
**Slika 11.** Armatura zida

DETALJ ARMATURE KONZOLE

**Slika 12.** Armatura grede

6. ZAKLJUČAK

Izvedenim modelima u softverskom paketu SCIA Engineer 16.1 ustanovljeno je da odabrani objekt nije moguće izvesti sa armiranobetonskom međukatnom konstrukcijom, jer dobiveni progibi nisu mogli zadovoljiti navedene provjere za GSU. Kao alternativa odabrana je zgrada koja sadrži lagani međukatnu konstrukciju izvedenu od CLT elemenata. Ovako se znatno smanjuje vrijednost vertikalnih i horizontalnih pomaka. Vlastita težina CLT ploče je pet puta manja od vlastite težine armiranobetonske ploče jednake debljine, i ta karakteristika uvelike smanjuje dobivene progibe. Za mjerodavne kombinacije djelovanja maksimalni horizontalni pomak iznosi 63,1 mm i manji je od dopuštenog koji iznosi 96 mm. Međukatni pomak iznosi 6,5 mm i manji je od dopuštene vrijednosti koji iznosi 13 mm. Sve granične vrijednosti dane su u nHRN EN 1990:2011/NA:2011.



Slika 13. Prikaz maksimalnih horizontalnih pomaka

Sukladno svemu navedenom, korištenje CLT elemenata u izvedbi visokih građevina ima više prednosti među kojima su: jednostavnost dimenzioniranja, oblikovne mogućnosti i karakteristike CLT-a. S obzirom da se navedeni elementi izrađuju od drva, njihova proizvodnja ima manji utjecaj u zagađivanju okoliša i atmosfere, a time postaju prihvatljivi za izvedbu objekata visokogradnje.

LITERATURA

- Report on high rise, Meer Musabber Ali and MD. Rabiul Awal, Primeasia University, Dhaka, Bangladesh: <https://www.slideshare.net/joymeer/high-rise-structure-core>
- W. I. Sheet, “Cross-laminated timber : introduction for specifiers,” pp. 1–11, 2011.
- nHRN EN 1991-1-4:2012/NA
- <http://seizkarta.gfz.hr/karta.php>
- EN 1992-1-1: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2004.
- EN 1998-1: design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings

Autor: Ivana Tadić

Mentori: Adrian Ciutina, Zlatko Marković, Jelena Dobrić, Milan Spremić

ANALIZA MAKRO KOMPONENTATA T ELEMENTA U SPOJU GREDA-STUB PRATEĆI REDUKCIJU NOSIVOSTI STUBA

Rezime: U današnje vreme velika pažnja je posvećena projektovanju konstrukcija koje će biti otporne na dejstvo ekstremnih opterećenja kao što su požar, eksplozije, udari ili posledice ljudske greške. Ova opterećenja izazivaju lokalni gubitak nosivosti u pojedinim elementima što izaziva dalje gubitak nosivosti i rušenje cele konstrukcije. Stoga, neophodno je sprečiti neproporcionalni ili progresivni kolaps obezbeđujući veću robusnost konstrukcije. Da bi se postigla bolja izdržljivost najveći značaj se pridaje elementima konstrukcije, ostvarivanju kontinuiteta između njih kao i obezbeđivanju dovoljne duktilnosti elemenata i njihovih spojeva. Spojevi greda-stub smatraju se vrlo bitnim delovima u konstrukcije koji omogućuju dovoljno nosivosti, krutosti i duktilnosti i zato ih treba detaljno proučiti. Ovaj master rad bavi se ispitivanjem i procenom nosivosti i duktilnosti makro komponenata zategnutih T-elemenata u spojevima grede i stuba sa zavrtnjevima, pod uticajem velikih deformacija. Postojeći eksperimentalni rezultati su korišćeni za potvrđivanje verodostojnosti numeričkih modela i potom je sprovedena parametarska analiza, zasnovana na geometrijskim promenama u rastojanju između zavrtnjeva i debljini čeličnih limova.

Ključne reči: progresivni, kolaps, T-elementi, duktilnost

Author: Ivana Tadić

Supervisors: Adrian Ciutina, Zlatko Marković, Jelena Dobrić, Milan Spremić

T-STUB MACRO COMPONENTS OF BEAM TO COLUMN CONNECTIONS FOLLOWING THE LOSS OF A COLUMN

Abstract : Nowadays, more and more attention is dedicated to designing the structures that will be able to resist accidental loading conditions such as fire, explosions, impacts or consequence of human error. These actions may easily cause failure of the elements located in the vicinity of the hazard, effecting other elements of the structure to fail as well. Therefore, the need is to prevent disproportionate or progressive collapse by creating more robust structure. In order to achieve endurance of the structures primary importance is in structural elements, continuity between elements as well as ductility of elements and their connections. Beam to column connections represent one of the essential parts required to be investigated and evaluated in order to provide enough strength, stiffness and ductility in connection. This master thesis work focuses on examination and evaluation of macro components of T-Stub elements in bolted beam to column connections, their ultimate capacity and ductility under large deformation demands. Existing experimental studies were used to validate numerical models and employed in a parametric numerical study on two main parameters, distance between the bolts and end-plate thickness.

Key words: progressive, collapse, T-stubs, ductility

1. INTRODUCTION

In order to ensure sustainability and usability of Steel Frame Structures during its service life time and resistance to extreme loading conditions (gas explosions, impacts, terrorist attack etc.) special considerations have to be taken into account regarding the design of structure. Therefore, it is important to provide certain requirements in design that will assure an adequate structural resistance and durability. These requirements consider a combination of strength, ductility, continuity and energy absorption of system. One of the main failure mechanism is referred to as progressive or disproportionate collapse where one or several structural bearing members suddenly fail causing other elements of construction one after another to the failure [1]. The basic characteristic of progressive collapse is that the

final state of failure is much greater than the initial failure state. First studies and research works dedicated to mentioned structural problems started after the collapse of Ronan Point apartment in 1968 (Figure 1) leading to the development of concept of robust design of structures. Robustness is described as an ability of a structure to withstand disproportionate collapse because of accidental loadings. Many design guidelines like Eurocode, General Service Administration (GSA), US Department of Defense (DoD) mitigate the potential of progressive collapse to happen and ensure existing of transfer load paths as well as robustness by implementing new set of regulations and rules using different methods. These methods consider alternative load paths, tying member hardening of elements and specific local resistance method. In all of these methods linear and nonlinear analysis were developed and linear method has found to be more conservative one. Even though, the great amount of guidelines are provided, no specific provisions for achieving more robust structures are defined, only some guidance to prevent progressive collapse by increasing strength and ductility. Considering all mentioned facts and importance of transferring the load into foundations through alternative paths in steel frames, the biggest concern would be dedicated to connections that usually represent most vulnerable part of structure. Therefore the need for ensuring rotation and deformation capacity is of significant importance. In bolted beam to column connections that are known as commonly used, the main indicator of its resistance is issued through T-stub macro-components. Hence, improving the characteristics of joint components influences on improving overall connection behavior.

The support for the existing research has been provided by Politehnica University Timisoara, Laboratory of Steel Structures. During the performance period of the project (2012-2016) many research reports have been published and results have been presented in journals and conferences. These reports and papers are basis for the present thesis. The main objectives of the thesis are:

- Studying the post yielding strength behavior of T-stub macro components for mode failure 1, 2 and 3;
- Investigation of ultimate capacity, ductility and stiffness of T-stub macro component by observing the changes in T-stub component behavior with varying the distance between bolts and thickness of end plate in bolted extended end plate connection;
- Coming up with conclusions and providing some recommendations for improving capacity of connection but in the same time achieving sufficient ductility and thus ensuring satisfying amount of robustness of connection.

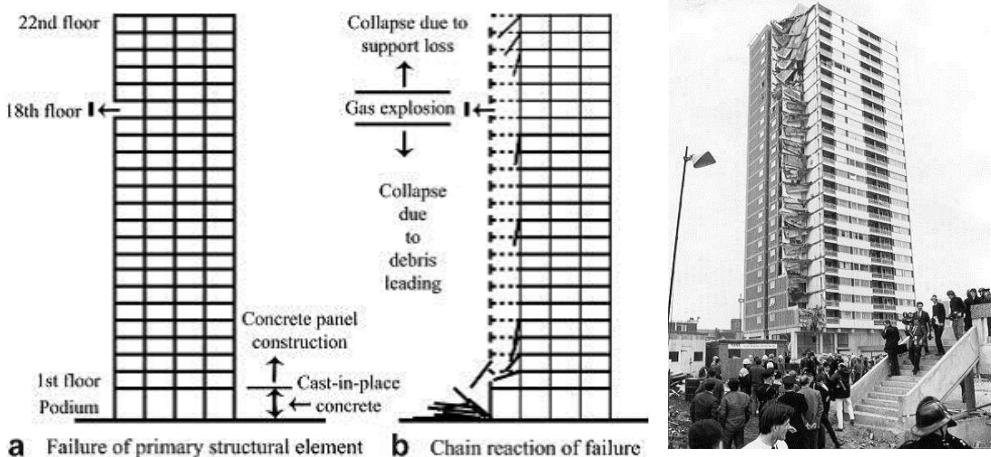


Figure 1. Ronan Point collapse, London, 1968

2. LITERATURE REVIEW

In alternative load path method the purpose of the structural analysis is to ensure that the steel frame structure can bridge over a damaged column. In this “missing” column scenario extreme tensile forces develop. The mechanism that occurs in these specific conditions is known as catenary action and it is capable to provide adequate load resistance after flexural capacity of the beam is reached, hence, the load-carrying capacity is increased after the plastic hinge formation occurs. Catenary forces produce strong tying forces in the joints and form a mechanism that provide transportation of loads into foundations through surrounding columns and avoid the collapse. Many researches and experiment tests were introduced on the subject of catenary behaviour. In Lee et al (2009) it is shown that the tensile force in the beam increases drastically while internal beam moments decrease due to appearance of catenary behaviour in beam after the plastic moment has been reached. The catenary effects can be initiated only with sufficient ductility so that enough plastic hinges can form in order of failure mechanism to be created. Regarding joints classifications by stiffness and strength, partial strength and semi rigid joints are considered as more economic and simple solutions. However, as noted in document by [2], even though it is very popular to use in structural systems, it can lead to prying action on the beam-column contact and can influence the stiffness of connection and early joint failure. Rules for prediction of strength and

stiffness of the joint configuration have been included in modern design codes as Eurocode 3, but no specific guidelines for characterization of ductility is available [2].

T-stubs are basic components of the component method used in EN 1993-1-8 for evaluation of strength and stiffness of bolted end-plate beam to column joints (Figure 2). According to Eurocode 3, T-stub macro-component fails down by 3 types of failure mode, named 1, 2 and 3.

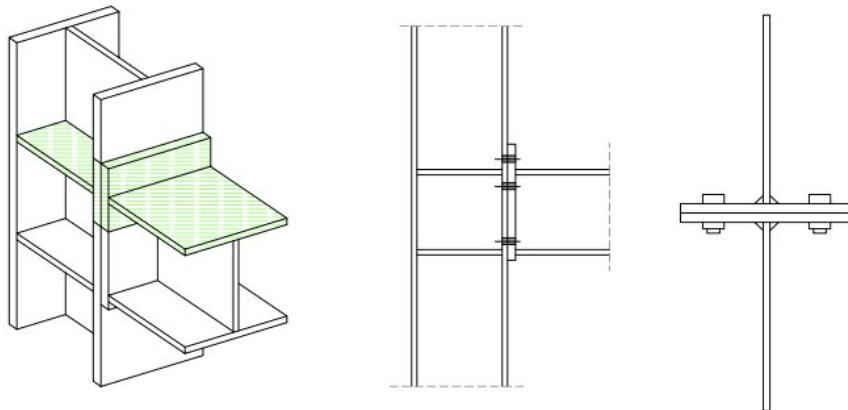


Figure 2. T-stub component in beam to column connection

For mode type 1 two plastic hinges per flange leg are developed with the complete yielding of the flange: one at the bolt axis due to bending moment induced by the prying forces, and another next to the weld toe. For mode type 2, one plastic hinge per flange leg is developed before the failure of the bolts, while for plastic mode type 3, no plastic hinges are developed, being the plastic resistance limited by bolt's strength (Figure 3). A t-stub's plastic resistance is minimum value obtained from described three [2].

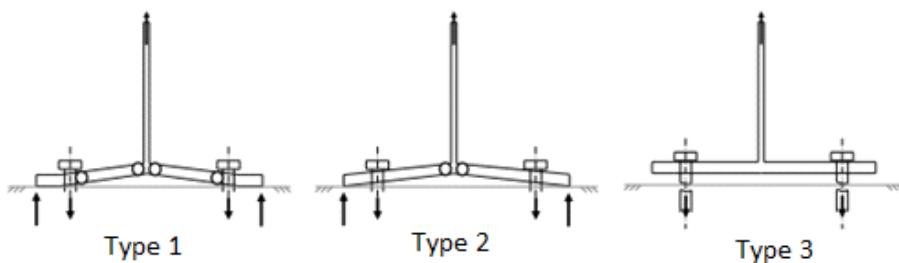


Figure 3. T-stub failure modes [2]

Large number of different researches gave a valuable contribution to explanation of T-stub overall behaviour. The authors in [3] showed the influence of connection configuration and different vertical and horizontal arrangement of the bolts observing end plate joint and connection with stems under cyclic loading. They concluded that with changing the horizontal distance between the bolts in both types of connection failure occurred by plastic hinge formation in beam, while as for the vertical distance variation the moment capacity has shown to be higher in stem connection than in end plate. However, their suggestion for better connection is end plate connection because of higher probability of failure mode changing in stem T-stub joint. Large research on different types of bolted connections was conducted in research by [4]. The authors showed how catenary action develops due to large deflections in the beams and influence on increasing the resistance of the beam depending, also, on type of connection. In extended end plate connection the greatest flexural stiffness of all seven specimens were observed due to ability of this connection to achieve its load capacity without influence of catenary action. Regarding the influence of number of bolt rows it is concluded that increasing connection depth from 2 to 4 bolt rows the load-carrying capacity of connection but slightly decreases the rotation capacity and because of this catenary action becomes less. Numerical assessment evaluate the performance of two solvers, Explicit dynamics and Static solver where it is shown the advantage of explicit solver in simulating complete failure while static solver could only simulate the fracture initiation. In general, it is concluded from numerous studies and researches that the weld zone in weld plated bolted connection is one of the critical places for fracture to occur, and in almost every experiment specimens reach the failure of the bolt before failure of the flange, which is in accordance with this thesis results. The need to define post yielding behavior of T-stub and ensure enough ductility and rotation capacity is highlighted in order to provide better joint performance under extreme loading conditions.

3. EXPERIMENTAL PROGRAM AND RESULTS

3.1. TEST SET UP

Main objectives of experimental program were to investigate capacity of bolted T-stub connections under large deformation demands according to Eurocode propositions and to predict response of T-stub components. These tests are already evaluated and explained in [5] for end plate thicknesses of 10 mm and 12 mm and in [6] for end plate thicknesses 15 mm and 18 mm, with increasing the bolt distance for each thickness, using 100, 120 and 140mm. General configuration and dimensions of T-stub are shown in the Figure 4.

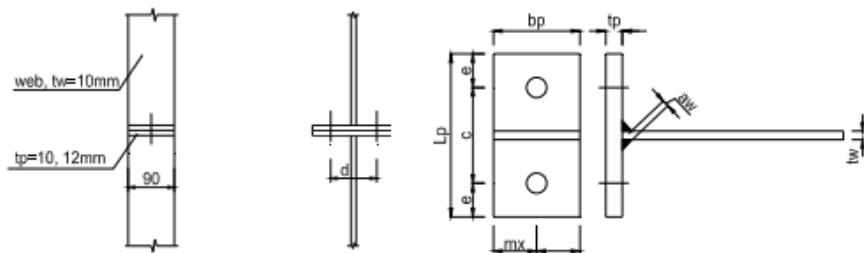


Figure 4. Bolted T-stub geometry

The experimental program is Phase 3 out of 7 in CODEC research project 2012-2016. Specimens were subjected to room temperature 20 ° and evaluated temperature 540 ° and exposed to normal and high strain rate. Bolts are class 10.9, i.e. ultimate strength is 1000 MPa and yield strength of the bolt is 900 MPa, and diameter 16 mm. Web of T-stub is welded for the flange using 7 mm weld throat thickness. All end plates and web were fabricated from the different steel grade and material properties for every thickness plate needed to be tested. The material calibration was executed and the results were evaluated from tensile tests of the coupon taken from the same end plates as T-stub macro-components. Coupons were tested under quasi-static 0.005 mm/sec and dynamic loading conditions of 10 mm/seconds. Tested material coupons used for different end plate thicknesses are shown in Table 1.

Part	Thickness	Coupon	Material	Yield strength
	mm			N/mm ²
T-stub web	10	P19	S355	390
T-stub flange	10	P20	S235	310
T-stub flange	12	P21	S235	305
T-stub flange	15	P22	S235	275
T-stub flange	18	P23	S235	420
Bolt	16		10.9	965

Table 1. Material properties for T-stub components

Models name are defined like T-10-16-100, where T represents T-stub, 10 is thickness, 16 is bolt diameter and 100 for bolt distance. In total there is 12 models.

T-stubs are design to achieve ductile failure modes based on static loading conditions according to Eurocode 1993-1-8. The testing was done in Politehnica University Timisoara laboratory. For strain rate loading, an initial loading at 0.05mm/s is applied for two seconds, afterward the imposed displacement is done at a rate of 10mm/second [5]. The force was applied directly from the testing machine, using a displacement control. Rod type position sensors measure the displacements directly from the movement of the end plate as they are connected at the center of the end plate for both of the flanges of the T-stub specimen [5]. Visual image correlation machine is used for measuring strains and displacements.

3.2. RESULTS

Figure 5 shows results for experimental force-displacement relationship of tested specimens, thickness 10 mm and 12 mm for static and dynamic load conditions. It is observed that the stiffness and the resistant values are directly dependent on the geometrical characteristics and material properties of the flange and bolts. It can be observed that with increasing the distance between the bolts the deformation capacity increases but there is a reduce in the resistance, while with increasing the thickness of the end plate the resistance is bigger but deformation capacity decreases. Increasing distance from 100 mm to 120 mm deformation capacity increases but with reduction of resistance and from 120 mm to 140 mm only the increase in deformation capacity appears without reduction in total resistance. However, the failure is ultimately attained due to the fracture of the bolts in all cases [6]. In the figure suffix C is for cold (room) temperature conditions with strain rate 0.5 mm/seconds replicating quasi-static conditions; while suffix Cs is for cold (room) temperature with high strain rate of 10 mm/seconds.

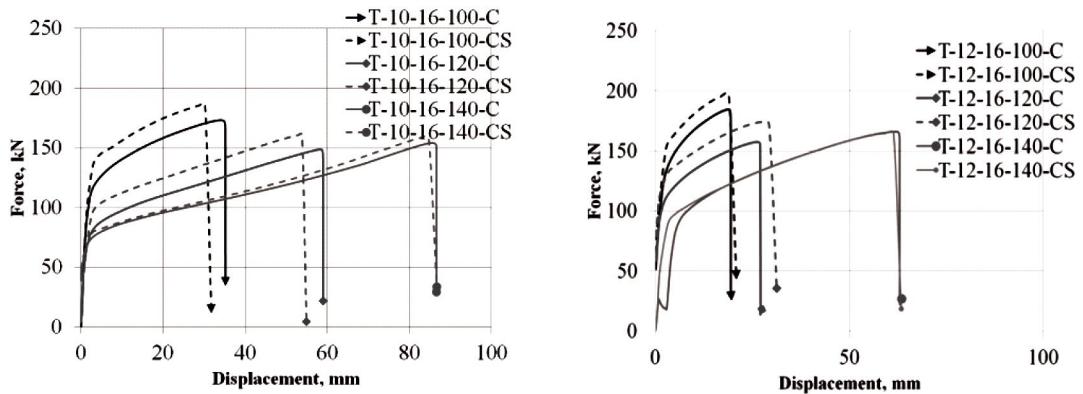


Figure 5. Force displacement curve for T-10-16-100C/CS

4. NUMERICAL ASSESSMENT

4.1. CALIBRATION OF MATERIAL SPECIMENS IN FE MODEL

For numerical assessment of both, material coupons and T-stub models, Abaqus software is used with Dynamic Explicit solver.

Material specimens were used to determine material properties of flanges and web in T-stub model. For the calibration of the steel material to be used in T-stub component, a tension coupon tests were extracted from the T-stub macro-components. For the same class of the coupon three different tests were performed and the results were found to be almost the same. Five different coupons were tested, thickness 10 mm for flange and web of T-stub, and thicknesses 12, 15, 18 mm for other flanges.

In material property section elastic, plastic behaviour and damage criteria are defined. To define a linear-elastic behaviour in Abaqus, two parameters were used, Young's modulus of elasticity of 210 GPa and Poissons's ratio of 0.3. Value for density is 7.85×10^{-9} . For the plastic material property modified stress-strain curves were used, different one for every coupon. Nominal stress-strain curves from experimental tests were modified to true stress - strain curves according to equations given in Eurocodes EN-1993-1-5 [5].

$$\sigma_{\text{true}} = \sigma \cdot (1 + \varepsilon_{\text{eng}}) \quad (1)$$

$$\varepsilon_{\text{true}} = \ln(1 + \varepsilon_{\text{eng}}) \quad (2)$$

These formulas are valid up to the necking point, after which material seems to soften but it actually hardens. Namely, after initially linear behaviour of material response, the plastic deformation of material occurs. After yield strength point an incremental increase in stress will produce a progressively larger increase in strain and this is the effect of strain hardening in material making it tougher as the strain increases [7]. During plastic deformation under a tensile load, a section exhibits high localized extension and thinning called the necking zone. The material increases its load bearing capacity per unit cross-section area, as a result of the strain hardening effect (Figure 6).

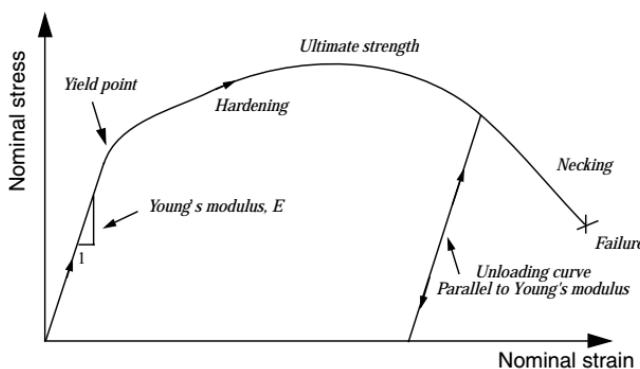


Figure 6. Nominal stress-strain curve

In a finite element analysis, the input must be in the form of a true stress/true strain relationship, meaning the stress and strain that each element experience in order to produce the same global response as the tensile test. The plastic data define the true yield stress of the material as a function of true plastic strain and the first piece of data given defines the initial yield stress of the material and, therefore, should have a plastic strain value of zero [8]. Behaviour under failure mode is represented through several additional points and further changed through iterations to provide the best possible match in the resulting force/displacement curve. The final fracture was simulated using the Damage Initiation criterion and Damage Evolution for ductile materials through different coefficients. This material property defines the behaviour of material after the ultimate strength is reached. These coefficients depend on the mesh size and shape as well.

The analysis in FE model is calculated using Abaqus Explicit Dynamic solver, as has been proven valuable in solving quasi-static problems as well as dynamic. Compared to Implicit method, Explicit procedure resolve better complex contact interaction while Abaqus Implicit may face some convergence problems. Loading was applied through boundary conditions and defining the longitudinal displacement and fixing movement in all other directions.

The plastic behaviour has shown the significant dependency on mesh size element, especially for higher strain values. The size of element is chosen to be 10 mm with increasing the number of elements per thickness. Experimental force/displacement behaviour was validated numerically and different material properties and mesh sizes are established to be used in T-Stub models. Following Figure 7 shows very good approximation of the real behaviour for coupon P20 and comparison with experimental response.



Figure 7. Force-displacement comparison

4.2. DESCRIPTION OF T-STUB NUMERICAL MODELS

The T-stub models are created using precise measurements evaluated before testing from the specimens. Material properties are determined using experimental coupons tests previously described. In order to validate numerical models different material properties for each thickness of end plate are implemented. In order to create T-stub components as it is in realistic case, the connection between its parts is made. Instances of T-stub and bolt are chosen and position constraints are added for creating the connection between bolts and T-element. Dynamic explicit step with mass scaling was used to simulate quasi static response for testing T-stub at room temperature with low strain rate. Time target increment is set to 5×10^{-6} for mass scaling option in order to accelerate speed of calculations. Two references points are defined at the opposite sides of T-stub and were coupled using rigid body type with all degree of freedom constrained on the surface of T-stub. One reference point was fixed using displacement/rotation boundary conditions. Other reference point was allowed to have displacement along the longitudinal axis of the T-stub to replicate realistic experimental conditions. Approximate global size of the seed is 7 mm, and around the holes for the bolts size of the mesh is reduced. Two and three elements per thickness were set up in seed edges option in order to make finer mesh geometry and to produce more accurate results, and size of elements is reduced around bolt holes.

4.3. VALIDATION AGAINST EXPERIMENTAL RESULTS

In order to carry out the parametric study numerical models were validated against experimental ones and then calibrated by increasing the distance between the bolts. Validation was done using F- δ response which explains overall behavior of T-stubs. Force-displacement curves of all experiment models were compared to numerical, but models used for validation were specimens T-10-16-100, T-10-16-140, T-15-16-100 and T-15-16-140.

The material model is based on tensile tests performed on coupons extracted from the same steel plates and profiles that were used to manufacture the T - stub specimens [5]. For each thickness of T-stub end plate used in models in experimental tests, different steel material is used, and therefore steel material from each plate needed to be investigated through these tensile tests. Coupons experimental results served for creating numerical models and calibrating the material in order to describe the elastic and plastic behavior in T-stub numerical models.

Before accepting any results, ratios of energies of the whole model was obtained throughout the analysis period. In order to ensure the quasi-static response energy's ratio was monitored. External work is nearly equal to internal energy of the system. Also, ratio between kinetic energy and external/internal energy remained less than 5% through most of the process as recommended in Abaqus manual user instructions.

The validation of models consisted of two parts. First, numerical model T-10-16-100 with defined material properties from tested coupon was analyzed and compared to experimental results. After gaining satisfying comparison, the model was calibrated by increasing the distance between the bolts to 140 mm and matching force-displacement curve with experimen-

tal one. Two main parameters taken into consideration in modeling were mostly influence of mesh size, fracture strain and displacement at failure option in damage evolution. First used mesh size, the same as for tensile test coupons, was 10 mm. This element size resulted in higher capacity increment with displacement increment values in force-displacement response than in experimental curve which indicates too large size of elements and coarser mesh, and gave higher ultimate capacity than experimental. Therefore, several decreased sizes of elements were evaluated in order to obtain the one that gives the best results against experimental response. Significant difference in values for ultimate capacity is observed with mesh 10 and 7 mm, which resulted in smaller and more accurate force values. However, with further decrease to 5 mm and 3.5 mm the response remained approximately similar and constant. Thus, mesh 7 was chosen for overall mesh size of elements, in order to save computational time. When it comes to maximum displacement response, as indicator of ductility, numerical results showed higher values than in experimental test. This is due to inability of absolute replication of experiment conditions, model geometry, possible imperfections and boundary conditions and due to brittle failure of the bolts. Namely, in experiment test all T-stub models failed because of the fracture of the bolts, therefore changes in bolt material properties have the most influence on different displacement at failure.

After validation of first model, T-10-16-100, calibration of numerical model was conducted in order to confirm all numerical parameters and to use them for numerical evaluation of other models and later for parametric study. Calibration was done by increasing the distance between the bolts to 140 mm. The same disagreements with experimental curve was observed, ultimate capacity and displacement at failure, thus additional iterations of mentioned parameters, the mesh size and damage evolution were analyzed and final properties were determined and gave satisfying comparison of force-displacement curves for all numerical models (figure 8).

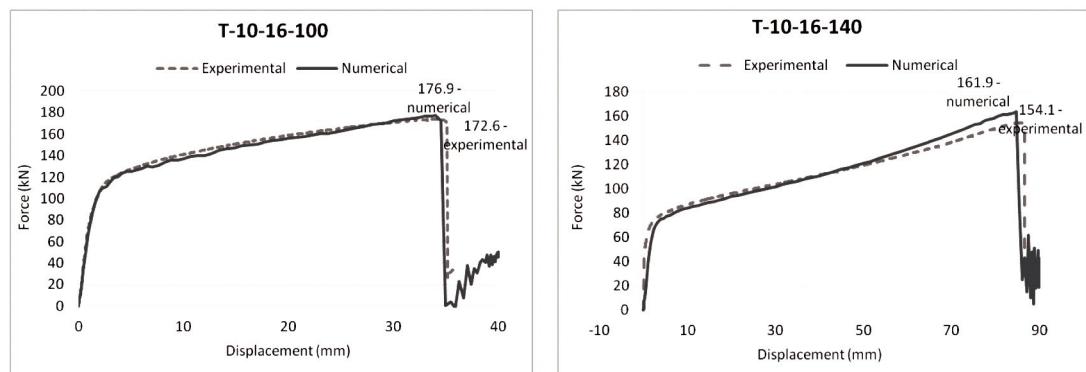


Figure 8. Numerical vs experimental results – comparison for T-10

It can be observed that the numerical models accurately predict the actual behavior of the T-stub specimens, especially elastic stiffness and the plastic transitions are matching well in most models. The results also show that increasing the bolt distance causes decrease in yield strength and reduction in ultimate capacity, due to bending of the bolts. Increase in maximum displacement showed improved ductility of models with increasing the distance which will be detailed explained in parametric study.

Significant observation can be made when comparing the results of calibration, regarding different distances between the bolts for the same thickness. For the thickness of 10 mm, in force-displacement curves (figure 9) can be seen noticeable reduction in capacity with increasing the distance between the bolts from 100 to 120 mm, but with further increase from 120 to 140 mm there is no reduction in force. Even, for the 12 mm thick plate small increase in capacity is observed. Namely, for bigger distances larger deformations are attained in flanges. When these deformations become higher than 60 mm, like in T-10-16-140 model, flexural resistance decreases while catenary forces starts to develop in the end-plate and, thus increase in capacity is happening.

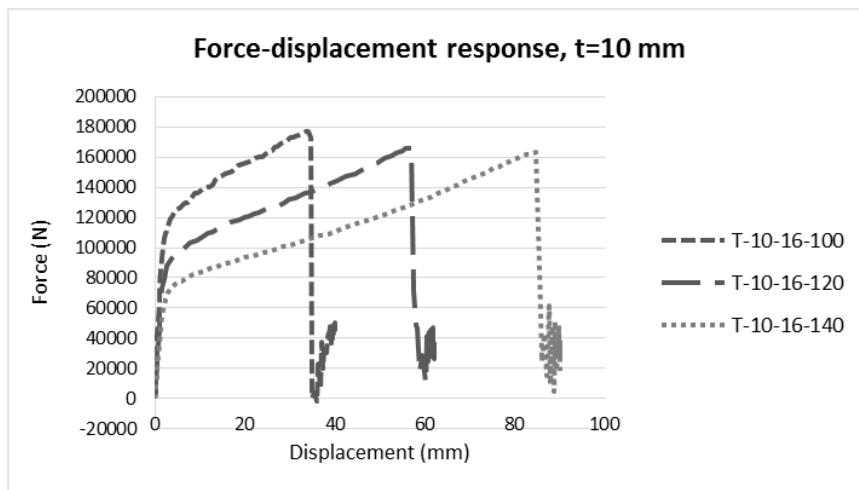


Figure 9. Force-displacement response from numerical models

5. PARAMETRIC STUDY

Parametric study consists of changing geometrical properties of T-stub model - varying the distance between the bolts and thickness of end plates – flange of T-stubs. For different thicknesses of end plates, different steel material was used in experimental tests, thus different material properties are used for modeling. In order to get valid relationship between new thicknesses used in parametric study material properties of the calibrated numerical models material properties were made the same. Thickness of 22 mm and distance of 80 mm are added to already defined models from experimental tests. Steel grade for web and flange are S355 and S235 respectively, and bolts are class 10.9.

5.1. FAILURE MODES MODELS

Generally, behaviour of T-stubs components can be described through failure modes regarding ductility, stiffness and strength. Failure mode 1 is characteristic for ductile and partial-strength/partial-rigid type of connection where failure occurs due to yielding of the flange while for mode 2 and mode 3, failure occurs at brittle components of specimens, usually by bolt rupture. Using equations given in Eurocode 3, it is possible to calculate the force at which the fracture will occur as well as evaluate if there is a reserve of capacity (Table 2). Model T-10-16-100 is chosen for describing failure mode 1.

Model	Mode 1 [kN]	Mode 2 [kN]	Mode3 [kN]
T-10-16-100	92	99	339

Table 2. Failure modes Eurocode 1993-1-8

For specimen T-10-16-100 predicted failure mode 1 is first reached at force value 92 kN. The analysis of equivalent plastic strain PEEQ also confirms these observations, namely in Figure 10 is shown the development of two plastic hinges, in T-stub flange near the weld toe and in bolt axis, which is in accordance with EN description of T-stubs behaviour in mode 1.



Figure 10. Plastic hinges development in numerical models

In numerical force-displacement response the yielding starts at approximately around 85 kN (Figure 11), which is the same as Eurocode predicts. But the failure occurs long after that. Plastic strains continue to develop after the yielding point because of the plasticity and strain hardening of the materials [5]. Therefore, T-stub is able to carry much more load after the yield point is reached when failing in mode 1 and mode 2, i.e. these modes show large reserve of capacities beyond failure criterion of Eurocodes. The ultimate failure of T-stub is at a load of 177 kN but failure occurs because of the fracture of the bolts. Displacement at yielding point is around 1.4 mm, while the ultimate displacement amounts 34 mm, which is indicator of high ductility. Even though the failure of the T-stub is occurred because of the failure of the bolts, the force at the failure is lower than full capacity of the bolts, at 304 kN. This is because of the interaction between bending in the bolts and axial force in T-stub. The increase in bending of the bolts is due to large deformations in flanges and increased prying forces.

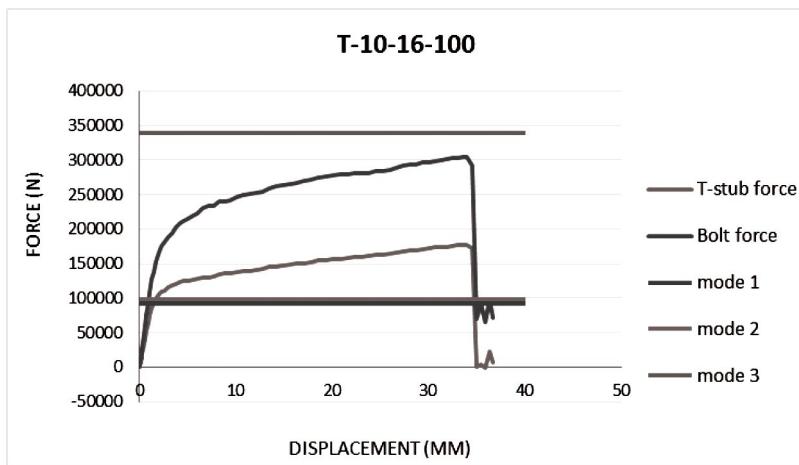


Figure 11. Force-displacement behavior of T-stub, Eurocode failure modes

To define a failure mode 3, T-stub model with flange thickness 30 mm is chosen with distance between the bolts 100 mm. T-stubs with thick flanges has a very small deformation of the flange and all the damage take place through break of the bolts. Failure mode 3 indicates brittle failure of the T-stub, due to fracture of bolts and no yielding is observed in flange or development of plastic hinges. Numerical model shows the same result as Eurocode equations predict, the force in T-stub increasing until fracture of the bolts, where the T-stub fails, meaning the failure mode 3 is governing, and no reserve capacity is observed (Figure 12).

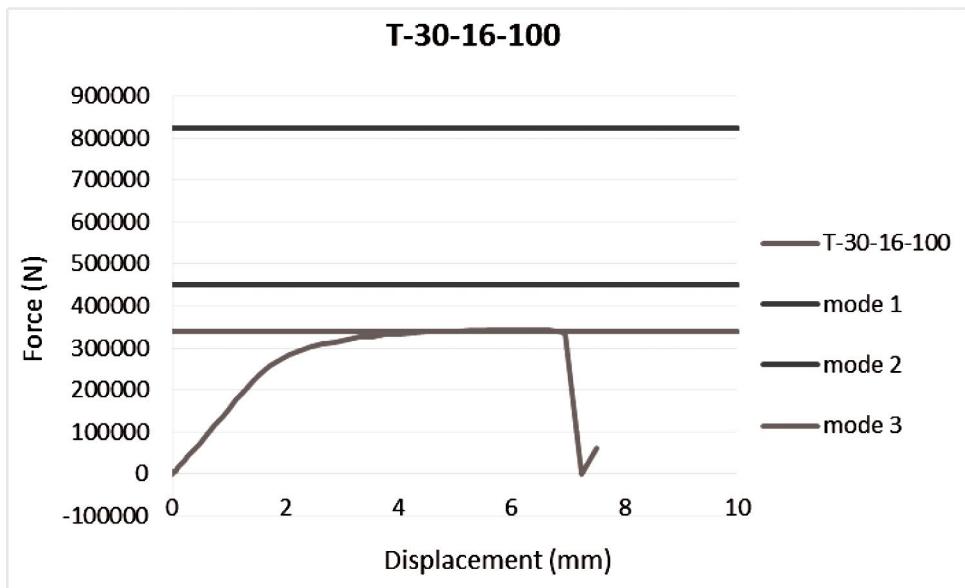


Figure 12. T-stub model response for failure mode 3.

5.2. INFLUENCE OF VARYING DISTANCE BETWEEN THE BOLTS

Figure 13 presents influence of varying distance between the bolts on failure modes of T-stubs. Model of T-stub with thickness of end plate 12 mm is chosen for explanation. General observations show that overall capacity of the T-stub is reduced with increasing the distance between the bolts. Also, this reduction is more accentuated for failure mode 1 comparing to failure mode 2, while mode 3 has no influence on increasing the distance.

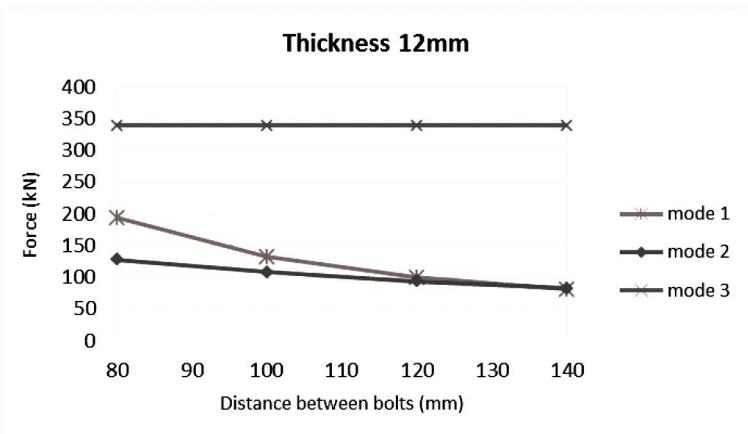


Figure 13. Influence of variation of bolt distance on failure mode

With increasing the distance between the bolts, ductility of T-stub raises, but at the same time reduction in strength is observed. This is unusual because with increasing the distance more material is added to the element and yet, strength falls.

Overall capacity was calculated as highest force value in force-displacement response of T-stub. For fixed thickness of 10 mm T-stub force is decreasing with increasing the distance between the bolts while for the bolts force no significant changes are notable. This reduction in ultimate capacity of T-stub is caused by interaction between axial force and bending moments in the bolts. Due to deflections in the flanges the prying forces are developing and causes on bending moments in bolts to appear. The prying forces and, therefore the bending of the bolts are higher with increasing the distance between the bolts. (Figure 14). The increase in the prying forces is because of the increased bending of the endplates due to enhanced ductility of T-stubs [5].

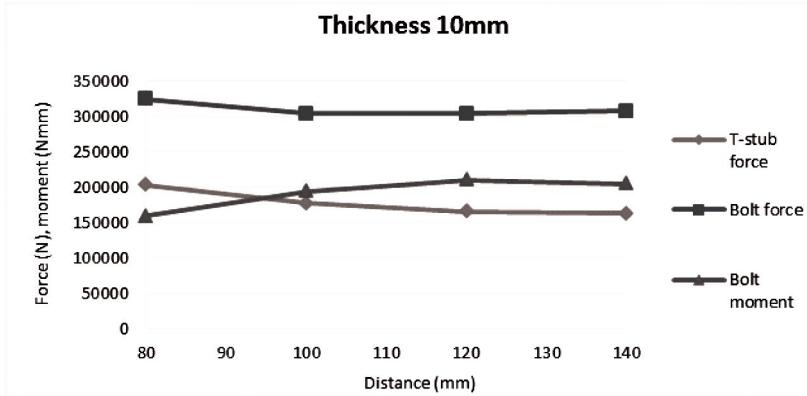


Figure 14. Variation of T-stub force and bolt forces on distance between the bolts.

Other observed properties with changing two geometrical parameters were: capacity of the T-stub, ductility, initial stiffness, yield strength and ratios F_u/F_y where F_u presents ultimate force at failure, and F_y presents yield strength, and du/dy where du presents maximum displacement and dy displacement at yield point. Ductility was presented through maximum displacement at failure. Initial stiffness was obtained by fitting a linear polynomial to force-displacement curve until around 25% of ultimate force, as was done in [9]. Yield force was determined using testing procedure recommended in [10].

Increasing the bolt distance results in improving the ductility of the T-stub which can be observed through increase in maximum displacement at failure. But, this increase is not the same for every thickness. For thinner plates, like 10 mm, increase in ductility is very large with growing the distance between the bolts, while for thicker plates, like 18 mm, difference in ductility is slightly increasing. The reason is less plastic deformation of thicker flange. On the other side, by increasing the distance between the bolts the yield strength decreases. Hence, the beginning of plastic behavior starts earlier. Opposite of ductility, decrease in yield strength is observed to be in the same degradation magnitude for all thicknesses. Indicator of initial stiffness is elastic slope which experiences reduction with bigger displacement. These results are shown in figure 15.

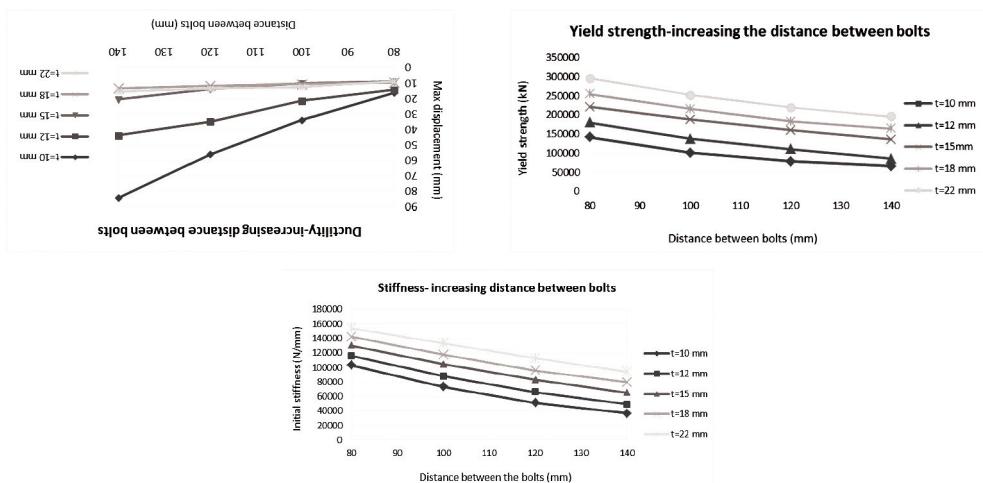


Figure 15. Influence of changing the bolt distance on ductility, yield strength and initial stiffness

In order to evaluate how much reserve deformation capacity T-stub can obtain after the yield point is reached, ratio between ultimate displacement and yield displacement is calculated. Also, important parameter that shows additional reserve capacity of T-stub macro components beyond its yield point is over strength ratio and presented through F_u/F_y ratio and it is observed that with increasing the distance between the bolts this parameter increases too, increasing that way the plasticity (Figure 16).

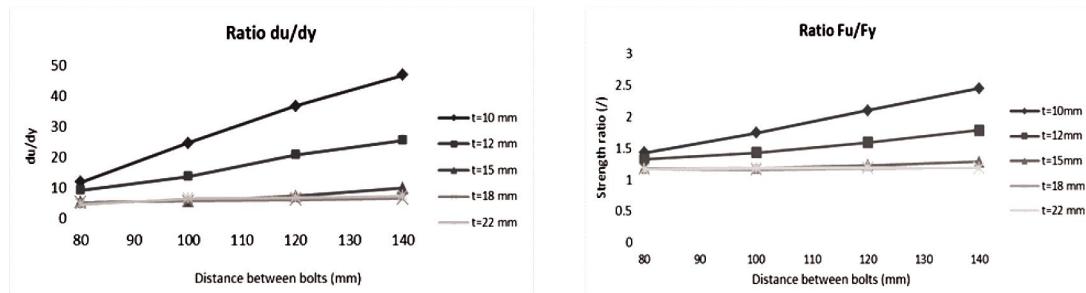


Figure 16. Deformation capacity (left), strength capacity (right)

5.3. INFLUENCE OF VARYING THICKNESS OF END PLATE

In order to study the failure mode variation on thickness, model with fixed distance 140 mm is chosen (Figure 17). It can be observed that increasing the end plate thickness has no influence on failure mode 3, because for this mode resistant is dependent on bolts. On the other hand, for mode 1 and mode 2 yield capacities increases with thicker flanges, and is reaching ultimately mode 3. Adding more material in longitudinal direction improves capacity. Failure mode 1 is governing mode for thickness of 10 mm, and has a large increase till thickness of 22 mm, while failure mode 2's increase is less. Hence, transition from failure mode 1 to failure mode 2 can be located between 12 and 13 mm thickness.

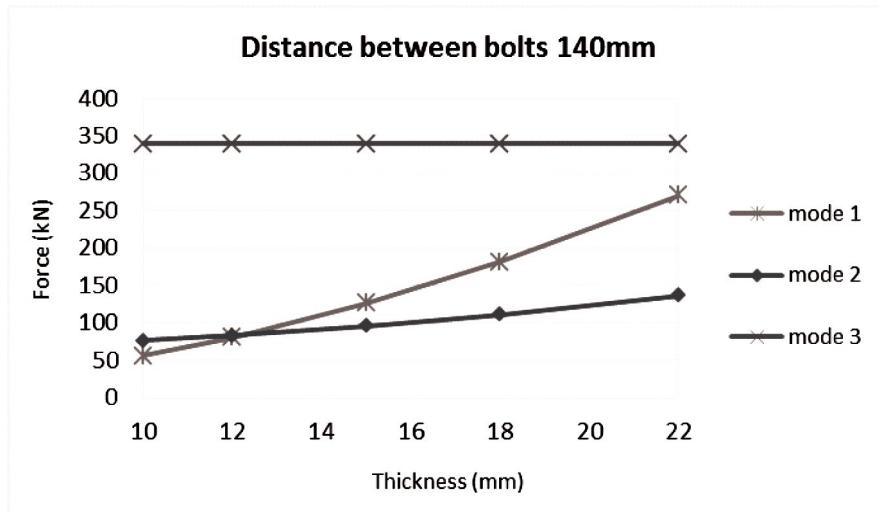


Figure 17. Influence of variation of thickness on failure mode.

Figure 18 shows how changing thickness influences on T-stub force, bolt force and bolt moment. Force in the bolts exhibits slight increase for smaller thicknesses but mostly remains the same, without changing for thicker plates. Whereas, the T-stub force experiences increase. This improvement in axial capacity is due to reduced bending of the bolts. Namely, for bigger thicknesses deformation of the flange is minimized and hence, the prying forces that cause bending of the bolts are decreased.



Figure 18. Variation of T-stub force and bolt forces with increasing thickness of end plate

Figure 19a and 19b shows changing of ductility, yield strength, stiffness and ultimate strength. While the increase in capacity is obtained with thicker flange, opposite consequences are observed for ductility. Increasing the thickness of end plate results in decreasing in maximum displacement at failure. Ultimate displacement was smaller for models with thicker end plates that failed in mode 2 or 3 involving bolt failure. It can be seen that is different amount in decrease of ductility for each distance, where for the distance of 80 mm no drastic change in ductility is noted, while for distance 140 mm, the curve goes from 90 mm (T-10-16-140) to 10 mm (T-22-16-140), it changes more rapidly. Enlargement of yield strength, i.e. beginning of non-linear behavior, and ultimate strength also occurs by increasing the flange thickness. For each distance the increase of yield strength with thicker plates is found to be in the same proportion, opposite of ductility. When observing the initial stiffness, thicker end plate thickness increase initial stiffness which is indicator of high elastic behavior.

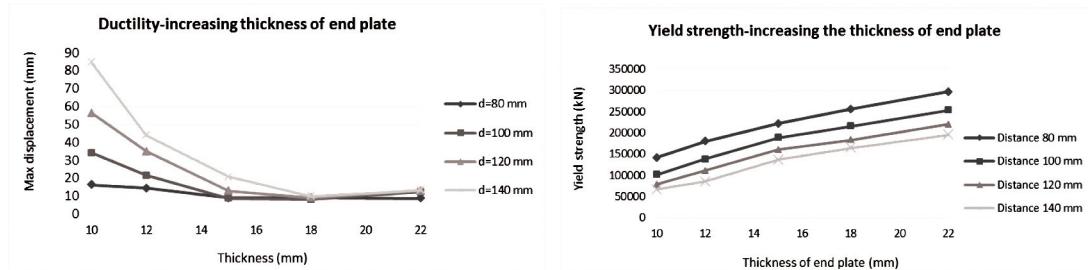


Figure 19a. Influence of changing the thickness of end plate on ductility and yield strength

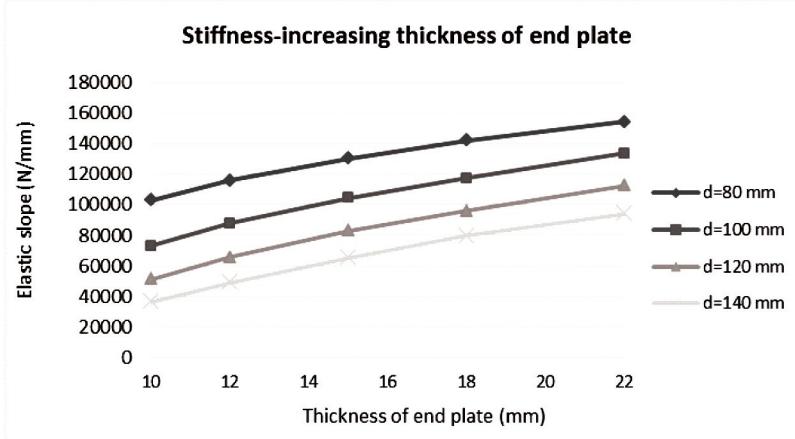


Figure 19b. Influence of changing the thickness of end plate on initial stiffness

Reserve deformation capacity after reaching the yield point presented through $\frac{du}{dy}$ ratio is also decreasing with thicker plates, which can be seen at Figure 20. As already mentioned, this less deformation causes smaller prying force too, therefore the brittle failure of bolts is governing and thicker plates reach mode type failure 3. The over strength ratio as indicator of reserve strength capacity also exhibits a decrease with increasing the thickness, due to reduced ductility of T-stub changing in disproportionate manner for each distance. For example, observing distance of 80 mm, T-22's reserve in capacity is 80% of T-10's, but for 140 mm bolt distance it is 48 %.

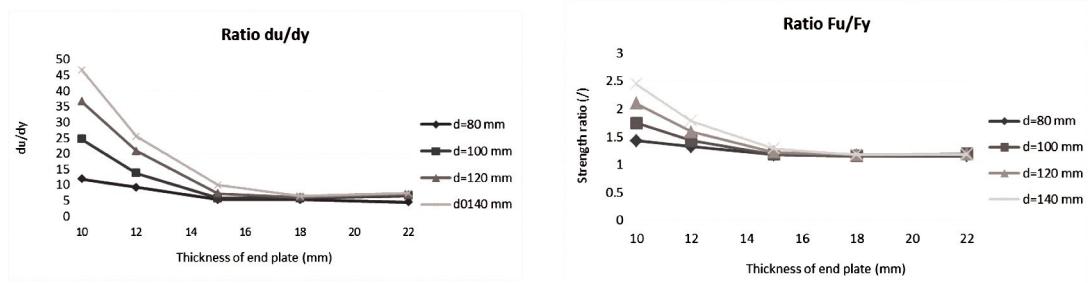


Figure 20. Deformation capacity (left), strength capacity (right)

6. CONCLUSIONS

From research framework program of CODEC project (Structural connection and collapse control performance based design of multi storey structures under accidental actions) experimental results were gathered and observed in order to investigate results of tests and further, replicate behaviour in numerical model. Numerical modelling and parametric study followed. Based on results of tensile data of coupons specimen behaviour, calibration of material was done. Coupons models were validated with experimental results from extracted specimens. Calibration was done for each thickness using finite element analysis in software Abaqus. The models replicate exact behaviour of experiment. Stresses and equivalent plastic strains found to be the same as experimental data showing good match between finite element analysis and experiment tests. As experimental program was designed with different material properties for different end plate thicknesses, parametric study was carried out in order to investigate how variation of thickness influences on behaviour of T-stub. Therefore, calibrated T-stub models were used for parametric study, but with the same material properties for all thicknesses and distances between the bolts, so that the models can be compared regarding both, thickness of flange and bolts distance. Some of the main conclusions are presented:

- All of described models exhibit ductile failure mode 1 or mode 2, but it was due to fracture of the bolts, which are brittle components in T-stub model.
- Increasing the bolt distance influence on increasing the prying forces due to large deformations of the flange and, hence, more bending in the bolts. Axial-bending moment interaction also causes the failure of the bolts before they reach their ultimate capacity.

On the other hand, increasing the flange thickness decrease the prying forces and, hence, reduces the bending of the bolts.

- Increasing distance between the bolts yield strength decreases, same as yield capacity. But, maximum displacement increase, indicating larger ductility. Due to bigger distance, deformation of the flanges is bigger, hence the prying forces raises, resulting in higher bending moment in bolts and, in the end, reduced ultimate capacity, as mentioned. Opposite increasing the thickness of end plate, influences on decreasing the ductility but improving the yield strength and ultimate axial strength.

- Over strength ratio as indicator of reserve capacity, exhibits reduction with thicker end plates, but increased bolt distance gives enhancement in reserve capacity and ductility.

- Regarding stiffness, parametric study showed that with increasing the bolts distance, decrease in initial stiffness occurs. Similar, increasing the flange thickness results in increasing the initial stiffness.

As the main purpose is designing connection that will resist progressive collapse, and provide enough reserve capacity, it would be important to ensure enough ductility in order to develop catenary action but at the same time attain not to cause significant reduction in moment and ultimate capacity of connection. The goal would be to investigate and increase ductility with thinner plates, because the changes are significant, while for thicker plates playing with distance between the bolts gives no high differences.

Some of the recommendations from [6] would be to increase distance between the bolts in seismic areas where ductility is required, but avoid it in non-seismic regions. Also, since the failure of all models occurs due to fracture of the bolts, improving capacity of the bolts would improve overall behaviour of T-stub.

LITERATURE

- Menchel, K. (2009). Progressive Collapse: Comparison of Main Standards, Formulation and Validation of New Computational Procedures. Universite libre de bruxelles, Faculte des sciences appliquees
- Ribeiro J. N. B. (2014). "Assessment of the behaviour of T-stub joint under impact loading". Master thesis
- Geramia M., Saberi H., Saberi V., Daryanb A. S. (2010). "Cyclic behavior of bolted connections with different arrangement of bolts". Journal of Constructional Steel Research 67 (2011) 690–705
- Tan, Kang Hai, and Yang, Bo. (2012). "Numerical analyses of steel beam-column joints subjected to catenary action." Journal of Constructional Steel Research, 70(1), 1-1
- Anwar, G. A. (2016/2017). Ultimate deformation and resistance capacity of bolted

T-stub connections under different loading conditions. Master thesis, publisher: Czech Technical University in Prague.

- Marginean, I.M. (2017). Robustness of moment steel frames under column loss scenario. PhD dissertation
- Levanger, H. (2012). Simulating Ductile Fracture in Steel using the Finite Element Method: Comparison of Two Models For Describing Local Instability due to Ductile Fracture. Master thesis
- Simulia, (2012) “Getting Started with Abaqus: Interactive Edition,” Get. Started with Abaqus Interact. Ed., p. 4.50-4.54.
- Muntean N., Grecea D., Dogariu A. and Dubina D. (2010). “Strength and ductility of bolted t-stub macrocomponents under monotonic and cyclic loading”. SDSS’Rio, Brasil 2010 Stability and ductility of steel structures.
- ECCS – Technical Committee 1 – Structural Safety and Loadings Technical Working Group 1.3 – Seismic design. “Recommended Testing Procedure for Assessing the behavior of Structural Steel Elements under Cyclic loads” with Abaqus Interact. Ed., p. 4.50-4.54.

ORGANIZERS OF CONFERENCE

