



UNIVERZITET U NOVOM SADU
GAĐEVINSKI FAKULTET SUBOTICA

**ANALIZA PONAŠANJA AKSIJALNO
PRITISNUTIH SPREGNUTIH ŠTAPOVA PRI
EKSPLOATACIONOM I GRANIČNOM
OPTEREĆENJU**
DOKTORSKA DISERTACIJA

Mentor: Prof. dr Miroslav Bešević

Kandidat: mr Aleksandar Landović

Subotica, 2016. godine

**UNIVERZITET U NOVOM SADU
GRAĐEVINSKI FAKULTET
SUBOTICA**

mr Aleksandar S. LANDOVIĆ, dipl. građ. inž.

**ANALIZA PONAŠANJA AKSIJALNO PRITISNUTIH
SPREGNUTIH ŠTAPOVA PRI EKSPLOATACIONOM I
GRANIČNOM OPTEREĆENJU**

Doktorska disertacija

Mentor: Prof. dr Miroslav T. BEŠEVIĆ, dipl. građ. inž.

**Subotica
2016.**

Mentor: **dr Miroslav T. BEŠEVIĆ, dipl. građ. inž.**
Redovni profesor
Građevinskog fakulteta u Subotici

Univerzitet u Novom Sadu Građevinski fakultet Subotica		
Ključna dokumentacijska informacija		
<i>Redni broj, RBR:</i>		
<i>Identifikacioni broj, IBR:</i>		
<i>Tip dokumentacije, TD:</i>	Monografska publikacija	
<i>Tip zapisa, TZ:</i>	Tekstualni štampani materijal	
<i>Vrsta rada, VR:</i>	Doktorska disertacija	
<i>Autor, AU:</i>	mr Aleksandar S. LANDOVIĆ, dipl. ing. građ.	
<i>Mentor, MN:</i>	dr Miroslav T. BEŠEVIĆ, dipl. ing. građ., Redovni profesor Građevinskog fakulteta u Subotici	
<i>Naslov rada, NR:</i>	ANALIZA PONAŠANJA AKSIJALNO PRITISNUTIH SPREGNUTIH ŠTAPOVA PRI EKSPLOATACIONOM I GRANIČNOM OPTEREĆENJU	
<i>Jezik publikacije, JZ:</i>	Srpski	
<i>Jezik izvoda, JI:</i>	Srpski/Engleski	
<i>Zemlja publikovanja, ZP:</i>	Republika Srbija	
<i>Uže geografsko područje, UGP:</i>	Vojvodina	
<i>Godina, GO:</i>	2016.g.	
<i>Izdavač, IZ:</i>	Autorski reprint	
<i>Mesto i adresa, MA:</i>	Subotica, Srbija, Kozaračka 2a	
<i>Fizički opis rada, FO:</i> (broj poglavlja / strana / lit.citata / tabela / slika / grafikona / priloga)	8 / 269 / 153 / 89 / 230 / 2 /	
<i>Naučna oblast, NO:</i>	Građevinarstvo (Tehničke nauke)	
<i>Naučna disciplina, ND:</i>	Spregnute konstrukcije	
<i>Predmetna odrednica / Ključne reči, PO:</i>	Spregnuti presek, ojačavanje, eksperiment, naponska stanja, modelska analiza	
UDK:		
<i>Čuva se, ČU:</i>	U biblioteci Građevinskog fakulteta u Subotici, Subotica, Srbija, Kozaračka 2a	
<i>Važna napomena, VN:</i>		
<i>Izvod, IZ:</i>	Predmet istraživanja u ovom radu je eksperimentalno – teorijsko modelska analiza ponašanja centrično pritisnutih stubova spregnutog preseka. Modeli su formirani od AB stubova kvadratnog poprečnog preseka ojačanih na tri načina. U prvom slučaju upotrebljene su čelične cevi. AB stubovi su postavljeni unutar cevi dok je međuprostor popunjavan betonskim mešavinama tri različita kvaliteta. Druga metoda ojačavanja obuhvatala je izradu omotača od betona i čeličnih ugaonika međusobno mestimično spojenih veznim limovima čime je formiran "kavez" oko AB stuba. Razmak veznih limova variran je u dva slučaja. Treća metoda ojačavanja obuhvatala je pritezanje poprečno postavljenih visokovrednih zavrtnejava. Variran je broj zavrtnejava, odnosno njihov međusobni razmak. Numerička analiza ponašanja stubova izvršena je MKE metodom. Izvršeno je poređenje rezultata računskog modela i rezultata eksperimentalnog ispitivanja i dat je predlog za proračun nosivosti preseka/modela za sve analizirane uzorke.	
<i>Datum prihvatanja teme, DT:</i>	30.05.2011.g.	
<i>Datum odbrane, DO:</i>		
<i>Članovi komisije, KO:</i>	<i>Predsednik</i>	Prof. dr Aleksandar PROKIĆ, dipl. građ. inž.
	<i>Član</i>	Prof. dr Dragan D. MILAŠINOVIĆ, dipl. građ. inž.
	<i>Član</i>	Prof. dr Đorđe LAĐINOVIĆ, dipl. građ. inž.
	<i>Član</i>	Prof. dr Danijel V. KUKARAS, dipl. građ. inž.
	<i>Mentor</i>	Prof. dr Miroslav T. BEŠEVIĆ, dipl. građ. inž.

University of Novi Sad	
Faculty of civil engineering Subotica	
Key word documentation	
<i>Accession number, ANO:</i>	
<i>Identification number, INO:</i>	
<i>Document type, DT:</i>	Monograph documentation
<i>Type of record, TR:</i>	Textual printed material
<i>Contents code, CC:</i>	Doctoral dissertation
<i>Author, AU:</i>	Aleksandar S. LANDOVIĆ, MSc, Bs.C.E.
<i>Mentor, MN:</i>	Miroslav T. BEŠEVIĆ, PhD, MSc, Bs.C.E. Full professor, Faculty of civil engineering Subotica
<i>Title, TI:</i>	ANALYSIS OF BEHAVIOR OF AXIALLY COMPRESSED COMPOSITE BARS FOR EXPLOITATION AND ULTIMATE LOAD
<i>Language of text, LT:</i>	Serbian
<i>Language of abstract, LA:</i>	Serbian/English
<i>Country of publication, CP:</i>	Republic Serbia
<i>Locality of publication, LP:</i>	Vojvodina
<i>Publication year, PY:</i>	2016.g.
<i>Publisher, PU:</i>	Author's reprint
<i>Publication place, PP:</i>	Subotica, Serbia, Kozaracka 2a
<i>Physical description, PD:</i> (chapters / pages / lit.citation / tables / pictures / graphics / appendixes)	8 / 269 / 153 / 89 / 230 / 2 /
<i>Scientific field, SF:</i>	Civil engineering (Technical sciences)
<i>Scientific discipline, SD:</i>	Composite structures
<i>Subject / Key words, SKW:</i>	Composite section, strengthening, experiment, stress state, model analysis
UC:	
<i>Holding data, HD:</i>	Library of the Faculty of civil engineering Subotica, Subotica, Serbia, Kozaracka 2a
<i>Note, N:</i>	
<i>Abstract, AB:</i>	The topic of research in this dissertation is experimental-theoretical model analysis of behavior of axially compressed composite section columns. Models are formed from RC squared cross section columns strengthened in three ways. In first case steel pipes were used. RC columns were placed inside the pipe while free space was filled with three different quality concrete. Second method of strengthening included making of concrete jacket and using steel angles connected to each other by connecting plates forming steel cage around RC column. Space between connecting plates were varied in two cases. Third method of strengthening included tightening of the cross placed prestressed bolts. Number of bolts and their spaces were varied. Numerical analysis of the behavior of columns was carried by FEM method. Comparison of the numerical and experimental results was conducted and numerical model for calculating cross section/member capacity was proposed for all analyzed specimens.
<i>Accepted on Scientific Board on, AS:</i>	30.05.2011.g.
<i>Defended, DE:</i>	
<i>Thesis Defend Board, DB:</i>	
<i>President</i>	Prof. Aleksandar PROKIĆ, PhD
<i>Member</i>	Prof. Dragan D. MILAŠINOVIĆ, PhD
<i>Member</i>	Prof. Đorđe LAĐINOVIĆ, PhD
<i>Member</i>	Prof. Danijel V. KUKARAS, PhD
<i>Mentor</i>	Prof. Miroslav T. BEŠEVIĆ, PhD

ZAHVALNOST

Mentor na izradi ove disertacije bio je dr *Miroslav Bešević*, redovni profesor – dekan Građevinskog fakulteta u Subotici, kome dugujem veliku zahvalnost na izuzetnoj pomoći i korisnim savetima.

Profesoru dr Ljubomiru Vlajiću zahvaljujem se na pomoći, korisnim savetima i sugestijama u odnosu na eksperimentalna istraživanja, kao i pri formulaciji teme ove doktorske disertacije.

Najsrdajnije se zahvaljujem dr *Danijelu Kukarasu*, vanrednom profesoru Građevinskog fakulteta u Subotici, na podršci tokom celokupnog toka izrade teze.

Profesoru dr *Draganu Milašinoviću* zahvaljujem se na uvek korisnim savetima, idejama i sugestijama.

Zahvalnost dugujem svim kolegama i saradnicima na Građevinskom fakultetu u Subotici, na pomoći i razumevanju tokom izrade ovog obimnog rada.

Realizacija eksperimentalnog dela istraživanja ostvarena je uz svesrdnu pomoć i angažovanje kolega, saradnika i studenata kojima autor ovim putem iskazuje zahvalnost.

- Laboratorija za ispitivanje materijala Građevinskog fakulteta u Subotici: *Arpad Čeh, Golub Karaman i Saša Rudinski*;
- Preduzeće Montel Mali Idoš: *Jožef Eđedi*;
- Saobraćajni institut CIP – Beograd: *Vladan Vranjevac i Predrag Lukić*;
- Sanacija betonskih konstrukcija: *Branimir Božić* sa saradnicima;
- Kolege / Studenti – *Haris Ahmeti, Mladen Bilinc, Đorđe i Zoran Petrović, Darko Marković, Jovana Lazović, Srđan Bošnjak, Dragana Štrbac*

Naročitu zahvalnost dugujem i porodici bez čijeg bi razumevanja teško završio ovaj obiman i zahtevan rad.

U Subotici, februar 2016.g.

A. Landović

ANALIZA PONAŠANJA AKSIJALNO PRITISNUTIH SPREGNUTIH ŠTAPOVA PRI EKSPLOATAACIONOM I GRANIČNOM OPTEREĆENJU

SADRŽAJ

1. UVOD.....	3
1.1. Predmet i značaj istraživanja	3
1.2. Polazne pretpostavke	4
1.3. Cilj istraživanja i metodologija	4
1.4. Primenljivost rezultata	5
1.5. Struktura i sadržaj rada	6
2. TEORIJSKE OSNOVE I PRIKAZ KARAKTERISTIČNIH ISTRAŽIVANJA	11
2.1. Uvod.....	11
2.2. Nosivost betona pri složenim naponskim stanjima	14
2.2.1. Model nosivosti betona za ojačane stubove	15
2.2.2. Propisi <i>fib</i> Model Code 2010	16
2.2.3. Propisi Evrokod	17
2.3. Ojačavanje stuba čeličnim cevima	19
2.3.1. Rešenja problema ojačavanja stuba primenom teorije elastičnosti.....	19
2.3.2. Analiza spregnutih stubova prema Evrokodu 4	22
2.3.3. Analiza spregnutih stubova prema domaćim propisima	24
2.3.4. Prikaz karakterističnih istraživanja	27
2.4. Ojačavanje stuba čeličnim L profilima	32
2.4.1. Prikaz karakterističnih istraživanja	33
2.5. Ojačavanje stuba VV zavrtnjima.....	35
2.5.1. Prikaz karakterističnih istraživanja	35
2.6. Zaključak o dosadašnjim istraživanjima	38
3. EKSPERIMENTALNO ISTRAŽIVANJE.....	45
3.1. Uvod.....	45
3.2. Opis modela	45
3.2.1. Osnovni uzorci	46
3.2.2. Stubovi ojačani čeličnim cevima	47
3.2.3. Stubovi ojačani čeličnim L profilima	49
3.2.4. Stubovi ojačani VV zavrtnjima.....	51
3.2.5. Napomena o izboru dimenzija modela	54
3.3. Izrada modela.....	55
3.3.1. Osnovni AB stubovi.....	55
3.3.2. Stubovi ojačani čeličnim cevima	56
3.3.3. Stubovi ojačani čeličnim L profilima	58
3.3.4. Stubovi ojačani VV zavrtnjima.....	59
3.4. Osobine materijala	61
3.4.1. Karakteristike komponenti betonske mešavine	61
3.4.2. Karakteristike betona stubova.....	65
3.4.3. Karakteristike materijala za ispunu – Sitnozrni beton – Ispuna 1 i 2	68
3.4.4. Karakteristike materijala za ispunu – Polimag HK-04	70
3.4.5. Karakteristike materijala za ispunu – SikaGrout 212	73

3.4.7.	Karakteristike čelika – Armatura	78
3.4.8.	Karakteristike čelika – Cevi.....	79
3.4.9.	Karakteristike čelika – Stubovi složenog preseka	80
3.4.10.	Karakteristike čelika – Visokovredni zavrtnji i prenosne pločice	82
3.4.11.	Ostali materijali.....	83
3.5.	Program ispitivanja	84
3.6.	Priprema eksperimenta.....	85
3.7.	Instrumenti	88
3.8.	Izvođenje eksperimenta	90
4.	REZULTATI EKSPERIMENTALNOG ISTRAŽIVANJA.....	95
4.1.	Uvod.....	95
4.2.	Ponašanje modela.....	96
4.2.1.	Stubovi kontrolne grupe.....	96
4.2.2.	Stubovi ojačani čeličnim cevima	104
4.2.3.	Stubovi ojačani čeličnim L profilima	129
4.2.4.	Stubovi ojačani visokovrednim zavrtnjima	149
4.3.	Diskusija rezultata eksperimenta.....	163
4.3.1.	Stubovi ojačani čeličnim cevima	163
4.3.2.	Stubovi ojačani čeličnim L profilima	167
4.3.3.	Stubovi ojačani visokovrednim zavrtnjima	171
4.3.4.	Uporedni pregled rezultata svih grupa.....	173
4.4.	Zaključci.....	176
5.	RAČUNSKO MODELIRANJE.....	181
5.1.	Uvod.....	181
5.2.	Proračun nosivosti stuba spregnutog preseka primenom propisa Evrokod 4.....	181
5.2.1.	Stubovi ojačani čeličnim cevima	183
5.2.2.	Stubovi ojačani L profilima	184
5.3.	Proračun modela metodom konačnih elemenata.....	185
5.3.1.	Primenjeni konačni elementi.....	185
5.3.2.	Osobine materijala	187
5.3.3.	Mreža i granični uslovi	192
5.3.4.	Opterećenje i vrste analize	195
5.3.5.	Rezultati proračuna	196
5.3.5.1.	Stubovi kontrolne grupe	196
5.3.5.2.	Stubovi ojačani čeličnim cevima	199
5.3.5.3.	Stubovi ojačani čeličnim L profilima	213
5.3.5.4.	Stubovi ojačani VV zavrtnjima	222
5.4.	Predlog proračuna	229
5.4.1.	Stubovi ojačani čeličnim cevima	229
5.4.2.	Stubovi ojačani čeličnim L profilima	229
5.4.3.	Stubovi ojačani VV zavrtnjima.....	230
5.4.3.1.	Rezultati sopstvenih istraživanja	231
5.4.3.2.	Primeri iz literature	233
5.5.	Zaključci.....	236

6. ZAVRŠNE NAPOMENE I ZAKLJUČCI.....	241
6.1. Sumiranje rezultata.....	241
6.2. Zaključci.....	242
6.3. Pravci daljeg istraživanja	244
7. LITERATURA.....	247
8. PRILOZI.....	259
8.1. Fotodokumentacija	259
8.2. Biografija autora.....	268

1. Spisak slika

Slika 2.1 Prikaz osnovnih principa ojačanja – sanacije	11
Slika 2.2 Promena nosivosti u toku vremena	12
Slika 2.3 Primeri oštećenih AB stubova	13
Slika 2.4 a) Bočni naponi pritiska usled utezanja betona, b) Naponi pritiska na cilindričnom uzorku, c) Naponsko-deformacijski dijagrami betona za različita stanja napona pritiska	14
Slika 2.5 Dijagram napona i dilatacija za utegnuto beton	15
Slika 2.6 Poprečno utezanje čeličnom cevi prema [131]	16
Slika 2.7 Dijagram napon-dilatacija za utegnuto beton	17
Slika 2.8 Promena čvrstoće utegnuto betona u zavisnosti od bočnog pritiska	18
Slika 2.9 AB stub ojačan čeličnim plaštom	20
Slika 2.10 Tečnost pod pritiskom u zatvorenom cilindričnom sudu [58]	25
Slika 2.11 Modeli stubova neposredno nakon ispitivanja	30
Slika 2.12 Karakteristični deformacijski odgovor stubova bez ojačanja	31
Slika 2.13 Deformacijski odgovor AB stuba ojačanog čeličnim plaštom i ispunom od: a) Sitnozrnog betona, b) Polimaga	31
Slika 2.14 Stubovi ojačani VV zavrtnjima	36
Slika 2.15 Modeli stubova sa ojačanjem neposredno nakon ispitivanja	37
Slika 2.16 Unošenje opterećenja u spregnut stub [26]	38
Slika 2.17 Prikaz poprečnih i podužnih dilatacija pri aksijalnom stanju napona	39
Slika 2.18 Naponska stanja u čeličnoj cevi i betonsko jezgru pri različitim nivoima opterećenja	39
Slika 3.1 Prikaz eksperimentalnih modela stubova	45
Slika 3.2 Usvojene dimenzije modela AB stuba sa prikazom armature	46
Slika 3.3 Usvojene dimenzije čelične cevi sa prikazom preseka stuba	47
Slika 3.4 Usvojene dimenzije čeličnih "kaveza" sa prikazom preseka stuba spregnutog preseka	50
Slika 3.5 Poprečni presek stuba ojačanog L profilima	50
Slika 3.6 Usvojene dimenzije modela stuba ojačanog sa 3 reda VV zavrtnjeva	52
Slika 3.7 Usvojene dimenzije modela stuba ojačanog sa 4 reda VV zavrtnjeva	52
Slika 3.8 Izgled i osnova modela stuba ojačanog VV zavrtnjima	53
Slika 3.9 VV zavrtnj, pločice za prenos sile i sklop kojim se uteže stub	53
Slika 3.10 Betoniranje i stubovi nakon skidanja oplata	55
Slika 3.11 Pripremljeni modeli AB stubova i kontrolni uzorci	56
Slika 3.12 Modeli stubova ispunjeni sitnozrnim betonom	57
Slika 3.13 Detalj ugradnje i prikaz gotovih modela stubova ispunjenih Polimagom	58
Slika 3.14 a) Priprema uzoraka premazivanjem SikaLatex emulzijom b) Detalj ugradnje SikaGrouta	58
Slika 3.15 Modeli stubova nakon betoniranja ispune	59
Slika 3.16 Modeli stubova za zalepljenim pločicama	60
Slika 3.17 a) Sklop metalnih pločica pritegnut privremenim zavrtnjima, b) Modeli stubova nakon lepljenja prenosnih pločica	60
Slika 3.18 Ispitivanje čvrstoće betona na pritisak i zatezanje cepanjem	66
Slika 3.19 Ispitivanje čvrstoće betona na zatezanje pri savijanju	66
Slika 3.20 Oprema i merenje dilatacija za određivanje statičkog modula elastičnosti	67

Slika 3.21 Naponsko-deformacijski dijagram betona dobijen ispitivanjem uzoraka na pritisak	67
Slika 3.22 Kontrolni uzorci materijala ispune	68
Slika 3.23 Ispitivanje čvrstoće betona na zatezanje pri savijanju i čvrstoće pri pritisku	68
Slika 3.24 Određivanje statičkog modula elastičnosti pri pritisku	69
Slika 3.25 Naponsko-deformacijski dijagrami betona ispune	70
Slika 3.26 Polimag HK-04, pakovanje i praškasta komponenta.....	71
Slika 3.27 Kontrolni uzorci Polimag HK-04	72
Slika 3.28 Ispitivanje mehaničkih karakteristika Polimag-a.....	72
Slika 3.29 Naponsko-deformacijski dijagram Polimag-a	73
Slika 3.30 SikaGrout-212, pakovanje i mešanje	74
Slika 3.31 Kontrolni uzorci i ispitivanje mehaničkih karakteristika.....	75
Slika 3.32 Naponsko-deformacijski dijagram SikaGrout-a	76
Slika 3.33 Prirast pritiskne čvrstoće u toku vremena.....	77
Slika 3.34 Uporedni prikaz radnih dijagrama betona	77
Slika 3.35 Utvrđivanje mehaničkih karakteristika čelika - armatura.....	78
Slika 3.36 Čelične cevi	79
Slika 3.37 a) Standardna epruveta za ispitivanje čeličnog lima, b) Uzorci epruveta pripremljeni za ispitivanje.....	79
Slika 3.38 Ispitivanje mehaničkih karakteristika čelika	80
Slika 3.39 Stubovi složenog poprečnog preseka.....	81
Slika 3.40 Standardna epruveta.....	82
Slika 3.41 Ispitivanje mehaničkih karakteristika čelika L profila	82
Slika 3.42 Visokovredni zavrtnji – brezoni M12.....	83
Slika 3.43 a) Merne trake na AB stubu b) Raspored mernih mesta na poprečnom preseku ...	85
Slika 3.44 a) Merne trake na čeličnom plaštu b) Raspored mernih mesta na srednjem poprečnom preseku	86
Slika 3.44 a) Merne trake na čeličnom plaštu b) Raspored mernih mesta na srednjem poprečnom preseku	86
Slika 3.45 a) Merne trake na čeličnim L profilima b) Raspored mernih traka na poprečnom preseku	86
Slika 3.46 a) Merne trake na betonu b) Raspored mernih traka na poprečnom preseku	87
Slika 3.47 Položaj mernih preseka na modelima stubova.....	87
Slika 3.48 Merne trake, lepak X-60 i zaštitna obloga ABM75.....	88
Slika 3.49 Zaštita mernih traka	89
Slika 3.50 Specijalne čaure za kompenzaciju temperaturnih uticaja	89
Slika 3.51 Sistem za digitalnu akviziciju podataka sa mernih traka.....	89
Slika 3.52 Instrument za merenje globalnih deformacija	90
Slika 3.53 Modeli stubova neposredno pre ispitivanja	91
Slika 3.54 Unos opterećenja preko čelične pločice	91
Slika 4.1 Modeli kontrolnih stubova S0x neposredno pre ispitivanja	96
Slika 4.2 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba S02	97
Slika 4.3 Stanje podužnih dilatacija kod modela stuba S02	98
Slika 4.4 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba S03	100
Slika 4.5 Uporedni dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba S02 i S03	101
Slika 4.6 Dijagram zavisnosti aksijalne sile i skraćenja stuba S04.....	101
Slika 4.7 Dijagram zavisnosti aksijalne sile i skraćenja stubova S04 i S05	102
Slika 4.8 Karakterističan oblik pri lomu modela stubova kontrolne grupe	102

Slika 4.9 Modeli kontrolnih stubova nakon ispitivanja	103
Slika 4.10 Modeli ojačanih stubova B2x neposredno pre ispitivanja.....	104
Slika 4.11 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba B21.....	105
Slika 4.12 Specifične dilatacije čeličnog dela preseka za model stuba B21.....	106
Slika 4.13 Specifične dilatacije betonskog dela preseka za model stuba B21.....	107
Slika 4.14 Specifične dilatacije ϵ_1 kod stuba B21.....	107
Slika 4.15 Stanje napona u analiziranom modelu stuba	109
Slika 4.16 Dijagram zavisnosti aksijalne sile i skraćenja stuba B21	110
Slika 4.17 Dijagrami zavisnosti aksijalne sile i skraćenja modela stubova.....	111
Slika 4.18 Vrh modela stuba B23 neposredno nakon ispitivanja	112
Slika 4.19 Modeli ojačanih stubova B2x neposredno posle ispitivanja.....	113
Slika 4.20 Modeli ojačanih stubova B4x neposredno pre ispitivanja.....	113
Slika 4.21 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba B41.....	114
Slika 4.22 Specifične dilatacije čeličnog dela preseka za model stuba B41.....	115
Slika 4.23 Specifične dilatacije betonskog dela preseka za model stuba B21.....	116
Slika 4.24 Specifične dilatacije ϵ_1 kod stuba B41.....	116
Slika 4.25 Dijagram zavisnosti aksijalne sile i skraćenja stuba B41	119
Slika 4.26 Dijagrami zavisnosti aksijalne sile i skraćenja modela stubova B4x	120
Slika 4.27 Karakterističan oblik pri lomu a) model B41 b) model B42	120
Slika 4.28 Modeli ojačanih stubova B4x neposredno posle ispitivanja.....	121
Slika 4.29 Modeli ojačanih stubova P0x neposredno pre ispitivanja	122
Slika 4.30 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba P01	122
Slika 4.31 Specifične dilatacije čeličnog dela preseka za model stuba P01	123
Slika 4.32 Specifične dilatacije betonskog dela preseka za model stuba P01	124
Slika 4.33 Specifične dilatacije ϵ_1 kod stuba P01	124
Slika 4.34 Dijagram zavisnosti aksijalne sile i skraćenja stuba P01.....	127
Slika 4.35 Dijagrami zavisnosti aksijalne sile i skraćenja stuba.....	127
Slika 4.36 Vrh modela stuba P01 neposredno nakon ispitivanja.....	128
Slika 4.37 Modeli ojačanih stubova P0x neposredno posle ispitivanja	129
Slika 4.38 Modeli ojačanih stubova L0x neposredno pre ispitivanja	130
Slika 4.39 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba L01.....	131
Slika 4.40 Specifične dilatacije čeličnih delova preseka za model stuba L01.....	132
Slika 4.41 Specifične dilatacije betonskog dela preseka za model stuba L01	132
Slika 4.42 Specifične dilatacije ϵ_1 kod stuba L01	133
Slika 4.43 Dijagram zavisnosti aksijalne sile i skraćenja stuba L01	135
Slika 4.44 Dijagram promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba L02.....	136
Slika 4.45 Upporedni dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba L01 i L02	137
Slika 4.46 Dijagrami zavisnosti aksijalne sile i skraćenja modela stubova.....	138
Slika 4.47 Karakterističan način loma modela	138
Slika 4.48 Modeli ojačanih stubova L0x neposredno posle ispitivanja.....	139
Slika 4.49 Modeli ojačanih stubova L5x neposredno pre ispitivanja	140
Slika 4.50 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba L51.....	141
Slika 4.51 Specifične dilatacije čeličnih delova preseka za model stuba L51	142
Slika 4.52 Specifične dilatacije betonskog dela preseka za model stuba L51	142
Slika 4.53 Specifične dilatacije ϵ_1 kod stuba L01	143
Slika 4.54 Dijagram zavisnosti aksijalne sile i skraćenja stuba L51	144
Slika 4.55 Dijagram promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba L52.....	145

Slika 4.56 Uporedni dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba L51 i L52	146
Slika 4.57 Dijagrami zavisnosti aksijalne sile i skraćenja modela stubova	147
Slika 4.58 Krajevi modela stuba L51 i L52 nakon ispitivanja	147
Slika 4.59 Modeli ojačanih stubova L5x neposredno posle ispitivanja	148
Slika 4.60 Modeli ojačanih stubova V3x neposredno pre ispitivanja	149
Slika 4.61 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba V31	150
Slika 4.62 Stanje podužnih dilatacija kod modela stuba V31	151
Slika 4.63 Stanje napona analiziranog modela stuba	152
Slika 4.64 Dijagram zavisnosti aksijalne sile i skraćenja stuba V31	152
Slika 4.65 Dijagram promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba V32	153
Slika 4.66 Uporedni dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba V31 i V32	154
Slika 4.67 Dijagrami zavisnosti aksijalne sile i skraćenja modela stubova V3x	154
Slika 4.68 Model stuba V31 i V32 nakon ispitivanja	155
Slika 4.69 Modeli ojačanih stubova V3x neposredno posle ispitivanja	156
Slika 4.70 Modeli ojačanih stubova V4x neposredno pre ispitivanja	156
Slika 4.71 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba V41	157
Slika 4.72 Stanje podužnih dilatacija kod modela stuba V41	158
Slika 4.73 Dijagram zavisnosti aksijalne sile i skraćenja stuba V41	159
Slika 4.74 Dijagram promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba V42	159
Slika 4.75 Uporedni dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba V41 i V42	160
Slika 4.76 Dijagrami zavisnosti aksijalne sile i skraćenja modela stubova V4x	161
Slika 4.77 Model stuba V41 i V42 nakon ispitivanja	161
Slika 4.78 Modeli ojačanih stubova V4x neposredno posle ispitivanja	162
Slika 4.79 Modeli stubova neposredno nakon ispitivanja	163
Slika 4.80 Dijagram promene sile i specifičnih dilatacija u betonu	164
Slika 4.81 Dijagram promene sile i specifičnih dilatacija na cevi	164
Slika 4.82 Dijagrami zavisnosti aksijalne sile i skraćenja modela stubova	165
Slika 4.83 Modeli stubova ojačani čeličnim plaštom	167
Slika 4.84 Dijagram promene sile i specifičnih dilatacija u betonu	168
Slika 4.85 Dijagram promene sile i specifičnih dilatacija na L profilima	168
Slika 4.86 Dijagrami zavisnosti aksijalne sile i skraćenja modela stubova	169
Slika 4.87 Modeli stubova ojačani čeličnim kavezima	171
Slika 4.88 Dijagram promene sile i specifičnih dilatacija u betonu	172
Slika 4.89 Dijagrami zavisnosti aksijalne sile i skraćenja modela stubova	172
Slika 4.90 Modeli stubova ojačani VV zavrtnjima	173
Slika 4.91 Dijagram promene sile i specifičnih dilatacija u betonu	174
Slika 4.92 Dijagrami zavisnosti aksijalne sile i skraćenja modela stubova	174
Slika 4.93 Karakteristični oblici pri lomu modela a) S02 b) B21 c) B41 d) P01	176
Slika 4.94 Karakteristični oblici pri lomu modela a) L02 b) L53 c) V32 d) V42	176
Slika 5.1 SOLID185 konačni element	185
Slika 5.2 SOLID65 konačni element	186
Slika 5.3 LINK180/LINK8 konačni element	186
Slika 5.4 Modeliranje betona	187
Slika 5.5 Proračunski naponsko-deformacijski dijagram	188
Slika 5.6 Naponsko-deformacijski dijagrami za utegnut i neutegnut beton [39]	189

Slika 5.7 Ulazna forma za definisanje plastičnog ponašanja betona osnovnog AB stuba.....	192
Slika 5.8 Poprečni preseći modela sa označenim modeliranim četvrtinama	192
Slika 5.9 Mreža konačnih elemenata osnovnog AB stuba.....	193
Slika 5.10 Mreža konačnih elemenata AB stuba ojačanog čeličnim plaštom	193
Slika 5.11 Mreža konačnih elemenata po slojevima sa prikazom armature	193
Slika 5.12 Mreža konačnih elemenata AB stuba ojačanog čeličnim kavezom.....	194
Slika 5.13 Mreža konačnih elemenata po slojevima sa prikazom kaveza	194
Slika 5.14 Opterećenje na modelu stuba.....	195
Slika 5.15 Osnovni parametri za nelinearnu analizu modela kontrolne grupe	195
Slika 5.16 Stanje elastičnih dilatacija za stub kontrolne grupe pri eksploatacionim uslovima	196
Slika 5.17 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija betona za model stuba S02	197
Slika 5.18 Stanje totalnih dilatacija za stub kontrolne grupe pri graničnom opterećenju.....	198
Slika 5.19 Dijagram zavisnosti aksijalne sile i skraćenja stuba S04.....	198
Slika 5.20 Stanje prslina na modelu stuba S05	199
Slika 5.21 Stanje elastičnih dilatacija ϵ_y kod modela a) B21 b) B41 c) P01	200
Slika 5.22 Stanje elastičnih dilatacija kod modela B21	200
Slika 5.23 Stanje elastičnih dilatacija kod modela B41	201
Slika 5.24 Stanje elastičnih dilatacija kod modela P01	201
Slika 5.25 Prenos opterećenja na model stuba.....	202
Slika 5.26 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija betona za model stuba B21	203
Slika 5.27 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija čelične cevi za model stuba B21.	204
Slika 5.28 Stanje totalnih dilatacija kod modela B21 pri graničnom opterećenju.....	205
Slika 5.29 Dijagram zavisnosti aksijalne sile i skraćenja stuba B21	205
Slika 5.30 Stanje prslina na modelu stuba B21.....	206
Slika 5.31 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija betona za model stuba B41	207
Slika 5.32 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija čelične cevi za model stuba B41.	207
Slika 5.33 Stanje totalnih dilatacija kod modela B41 pri graničnom opterećenju.....	208
Slika 5.34 Dijagram zavisnosti aksijalne sile i skraćenja stuba B41	208
Slika 5.35 Stanje prslina na modelu stuba B42.....	209
Slika 5.36 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija betona za model stuba P01	210
Slika 5.37 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija čelične cevi za model stuba P01.	210
Slika 5.38 Stanje totalnih dilatacija kod modela P01 pri graničnom opterećenju	211
Slika 5.39 Dijagram zavisnosti aksijalne sile i skraćenja stuba P02.....	211
Slika 5.40 Stanje prslina na modelu stuba P01	212
Slika 5.41 Stanje elastičnih dilatacija kod modela stubova ojačanih čeličnim kavezom	213
Slika 5.42 Stanje elastičnih dilatacija kod modela L01	214
Slika 5.43 Stanje elastičnih dilatacija kod modela L51	214
Slika 5.44 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija betona za model stuba L01	216
Slika 5.45 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija čeličnih ugaonika za model L01.	216
Slika 5.46 Stanje totalnih dilatacija kod modela L01 pri graničnom opterećenju	217
Slika 5.47 Dijagram zavisnosti aksijalne sile i skraćenja stuba L01	217
Slika 5.48 Stanje prslina na modelu stuba ojačanog čeličnim kavezom.....	218
Slika 5.49 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija betona za model stuba L51	219
Slika 5.50 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija čeličnih ugaonika za model L51.	219
Slika 5.51 Stanje totalnih dilatacija kod modela L51 pri graničnom opterećenju	220
Slika 5.52 Dijagram zavisnosti aksijalne sile i skraćenja stuba L51	220
Slika 5.53 Stanje prslina na modelu stuba ojačanog čeličnim kavezom.....	221
Slika 5.54 Stanje elastičnih dilatacija kod modela V31.....	222
Slika 5.55 Stanje elastičnih dilatacija kod modela V41.....	222

Slika 5.56 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija betona za model stuba V31	224
Slika 5.57 Stanje totalnih dilatacija kod modela V31 pri graničnom opterećenju.....	224
Slika 5.58 Dijagram zavisnosti aksijalne sile i skraćenja stuba L01	225
Slika 5.59 Stanje prslina na modelu stuba ojačanog sa tri para VV zavrtnjeva.....	225
Slika 5.60 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija betona za model stuba V42.....	226
Slika 5.61 Stanje totalnih dilatacija kod modela V41 pri graničnom opterećenju.....	227
Slika 5.62 Dijagram zavisnosti aksijalne sile i skraćenja stuba V41	227
Slika 5.63 Stanje prslina na modelu stuba ojačanog sa četiri para VV zavrtnjeva	228

2. Spisak tabela

Tabela 2.1 Preraspodela sile na delove spregnutog preseka	29
Tabela 2.2 Preraspodela opterećenja pri eksploatacionim stanjima	31
Tabela 2.3 Uporedni prikaz sila loma analiziranih stubova.....	32
Tabela 2.4 Uporedni prikaz sila loma modela stubova.....	36
Tabela 2.5 Uporedni prikaz sila loma modela stubova.....	37
Tabela 3.1 Usvojene i granične vrednosti odnosa D/t	48
Tabela 3.2 Karakteristike upotrebljenog agregata	61
Tabela 3.3 Granulometrijski sastav frakcija prema standardu SRPS B.B8.029	61
Tabela 3.4 Karakteristike upotrebljenog cementa prema prospektu proizvođača	62
Tabela 3.5 Karakteristike upotrebljenog cementa prema prospektu proizvođača	62
Tabela 3.6 Sastav betona modela AB stubova.....	64
Tabela 3.7 Sastav betona ispune C20/25 – Ispuna 1.....	64
Tabela 3.8 Sastav betona ispune C40/50 – Ispuna 2.....	64
Tabela 3.9 Fizičko–mehaničke karakteristike betona AB stubova	65
Tabela 3.10 Fizičko–mehaničke karakteristike betona ispune	69
Tabela 3.11 Fizičko–mehaničke karakteristike Polimaga HK-04	71
Tabela 3.12 Fizičko–mehaničke karakteristike SikaGrout-a	75
Tabela 3.13 Mehaničke karakteristike armature	78
Tabela 3.14 Oznake kvaliteta čelika prema datom standardu.....	79
Tabela 3.15 Hemijsko–mehaničke karakteristike čelika cevi prema proizvođaču	80
Tabela 3.16 Mehaničke karakteristike čelika cevi određene eksperimentalno	80
Tabela 3.17 Oznake kvaliteta čelika prema datom standardu.....	81
Tabela 3.18 Hemijsko–mehaničke karakteristike čelika ugaonika	81
Tabela 3.19 Mehaničke karakteristike čelika L profila	82
Tabela 3.20 Hemijsko–mehaničke karakteristike čelika VV zavrtnjeva	83
Tabela 3.21 Tehničke karakteristike lepka Sikadur 31	84
Tabela 3.22 Oznake modela stubova	85
Tabela 4.1 Preraspodela opterećenja na delove preseka	99
Tabela 4.2 Granične sile stubova kontrolne grupe.....	103
Tabela 4.3 Bilans sila za opterećenje P=800kN.....	108
Tabela 4.4 Preraspodela opterećenja pri eksploatacionim stanjima	108
Tabela 4.5 Preraspodela opterećenja na delove spregnutog preseka	109
Tabela 4.6 Granične sile ojačanih stubova – Grupa B2x.....	112
Tabela 4.7 Bilans sila za opterećenje P=800kN.....	117
Tabela 4.8 Preraspodela opterećenja pri eksploatacionim stanjima	117
Tabela 4.9 Preraspodela opterećenja na delove spregnutog preseka	118
Tabela 4.10 Granične sile ojačanih stubova – Grupa B4x.....	121
Tabela 4.11 Bilans sila za opterećenje P=800kN.....	125
Tabela 4.12 Preraspodela opterećenja pri eksploatacionim stanjima	125
Tabela 4.13 Preraspodela opterećenja na delove spregnutog preseka	126
Tabela 4.14 Granične sile ojačanih stubova – Grupa P0x	128
Tabela 4.15 Bilans sila za opterećenje P=400kN.....	133
Tabela 4.16 Preraspodela opterećenja pri eksploatacionim stanjima modela L01	134
Tabela 4.17 Preraspodela opterećenja pri graničnim stanjima modela L01	134

Tabela 4.18 Preraspodela opterećenja na delove spregnutog preseka	135
Tabela 4.19 Preraspodela opterećenja na delove poprečnog preseka modela L02	137
Tabela 4.20 Granične sile ojačanih stubova – Grupa L0x	139
Tabela 4.21 Bilans sila za opterećenje P=400kN.....	143
Tabela 4.22 Preraspodela opterećenja na delove poprečnog preseka modela L51	143
Tabela 4.23 Preraspodela opterećenja na delove poprečnog preseka modela L52.....	146
Tabela 4.24 Granične sile ojačanih stubova – Grupa L5x	148
Tabela 4.25 Granične sile ojačanih stubova – Grupa V3x.....	155
Tabela 4.26 Granične sile ojačanih stubova – Grupa V4x.....	162
Tabela 4.27 Preraspodela opterećenja pri eksploatacionim stanjima	166
Tabela 4.28 Granične sile modela stubova ojačanih čeličnim cevima	167
Tabela 4.29 Preraspodela opterećenja pri eksploatacionim stanjima	170
Tabela 4.30 Granične sile modela stubova ojačanih L profilima	170
Tabela 4.31 Granične sile modela stubova ojačanih VV zavrtnjima.....	173
Tabela 4.32 Granične sile i koeficijenti povećanja nosivosti	175
Tabela 5.1 Proračun nosivosti stubova ojačanih čeličnim cevima	183
Tabela 5.2 Proračun nosivosti stubova ojačanih kavezima	184
Tabela 5.3 Primenjeni konačni elementi.....	185
Tabela 5.4 Osobine Link elemenata.....	187
Tabela 5.5 Osobine čelika.....	187
Tabela 5.6 Osobine betona kontrolne grupe	188
Tabela 5.7 Računske vrednosti napona i dilatacija betona osnovnog AB stuba.....	189
Tabela 5.8 Osobine betona ispune	190
Tabela 5.9 Računske vrednosti napona i dilatacija betona ispune.....	191
Tabela 5.10 Računske vrednosti napona i dilatacija betona ispune.....	191
Tabela 5.11 Broj konačnih elemenata kod modela stubova	194
Tabela 5.12 Vrednosti specifičnih dilatacija stuba kontrolne grupe pri eksploatacionom opterećenju [$\times 10^{-6}$ mm/mm]	197
Tabela 5.13 Granične sile stubova kontrolne grupe.....	197
Tabela 5.14 Vrednosti dilatacija stuba pri eksploatacionim uslovima [$\times 10^{-6}$ mm/mm].....	202
Tabela 5.15 Granične sile dobijene računskom analizom	203
Tabela 5.16 Granične sile ojačanih stubova – Grupa B2x.....	203
Tabela 5.17 Granične sile ojačanih stubova – Grupa B4x.....	206
Tabela 5.18 Granične sile ojačanih stubova – Grupa P0x	209
Tabela 5.19 Vrednosti dilatacija stuba pri eksploatacionim uslovima [$\times 10^{-6}$ mm/mm].....	215
Tabela 5.20 Granične sile dobijene računskom analizom	215
Tabela 5.21 Granične sile ojačanih stubova – Grupa L0x	215
Tabela 5.22 Granične sile ojačanih stubova – Grupa L5x	218
Tabela 5.23 Vrednosti dilatacija stuba pri eksploatacionim uslovima [$\times 10^{-6}$ mm/mm].....	223
Tabela 5.24 Granične sile dobijene računskom analizom	223
Tabela 5.25 Granične sile ojačanih stubova – Grupa V3x.....	224
Tabela 5.26 Granične sile ojačanih stubova – Grupa V4x.....	226
Tabela 5.27 Granične sile ojačanih stubova – Grupa V3x.....	231
Tabela 5.28 Granične sile ojačanih stubova – Grupa V4x.....	232
Tabela 5.29 Granične sile ojačanih stubova	234
Tabela 5.30 Granične sile ojačanih stubova	236

Uvod

1

1. UVOD

1.1. Predmet i značaj istraživanja

Predmet doktorske disertacije je eksperimentalno–teorijska analiza ponašanja modela aksijalno pritisnutih štapova spregnutog poprečnog preseka formiranog od čelika i betona, pri eksploatacionom i graničnom opterećenju. Spregnuti preseki formirani su ojačavanjem armiranobetonskih štapova čelikom. AB stubovi kvadratnog poprečnog preseka ojačavani su na tri načina, i to:

1. Ojačavanje čeličnim cevima

AB stub postavljen je unutar kružne čelične cevi, a međuprostor između zida cevi i stuba popunjava se sitnozrnim betonom tri različita kvaliteta. U prvom slučaju za ispunu upotrebljen je beton niže pritisne čvrstoće u odnosu na marku betona AB stuba, u drugom slučaju je istog kvaliteta, dok je u trećem slučaju upotrebljen specijalni beton visoke čvrstoće.

2. Ojačavanje čeličnim L profilima

AB stub ojačan je pomoću četiri čelična L profila, tako što su profili postavljeni na uglovima betonskog stuba, a međusobno su mestimično spojeni horizontalnim prečkama od čeličnog lima, čime je formiran "kavez" oko osnovnog AB stuba. Rastojanje između horizontalnih prečki varirano je za dva slučaja. Kako bi se ostvarilo efikasno sprezanje betona i čelika, prostor između kaveza i stuba popunjen je visoko kvalitetnim sitnozrnim betonom sa ekspanzivnim svojstvom.

3. Ojačavanje visokovrednim zavrtnjima

AB stub ojačavan je pritezanjem poprečno postavljenih visokovrednih zavrtnjeva čime je ostvareno utezanje poprečnog preseka. Variran je broj upotrebljenih zavrtnjeva, odnosno njihov međusobni razmak. Ojačavanje je vršeno sa po tri, odnosno četiri para ortogonalno postavljenih zavrtnjeva na jednom stubu.

Izbor dimenzija modela stubova izvršen je tako da se simulira "stroga geometrijska sličnost" u razmeri 1:3.3 u odnosu na realne konstrukcije. Vršeno je opterećivanje stubova sve do loma, a zatim je izvršena numerička analiza nosivosti stubova i dat predlog računskog modela. Na kraju je izvršeno poređenje rezultata računskog modela i rezultata eksperimentalnog ispitivanja.

Putem eksperimentalnog ispitivanja pod opterećenjem sve do loma ovih nosača (stubova) došlo se do procene uspešnosti ojačanja AB stubova uz istovremeni uvid uticaja variranih parametara pri ovakvim vrstama sanacija, odnosno ojačavanjima.

Predmet rada je aktuelan, jer razmatra konkretan problem konstrukcija koji se može javiti u građevinskoj praksi pri saniranju, odnosno ojačavanju betonskih konstrukcija opterećenih aksijalnom silom pritiska. Iako je upotreba čelika i betona, kao konstruktivnih materijala, vrlo široka i relativno duga, tačno poznavanje ponašanja AB stubova ojačanih ovim metodama još uvek nije dovoljno istraženo.

Ova doktorska disertacija predstavlja nastavak istraživanja započetih magistarskim radom autora.

1.2. Polazne pretpostavke

Sprezanje, u opštem smislu, predstavlja konstruktivno objedinjavanje dva ili više materijala različitih fizičko-mehaničkih osobina u jedinstveni – spregnuti presek. Kod spregnutih preseka povoljnom raspodelom materijala mnogo bolje se koriste osobine betona, armature i čelika, a saradnjom svih delova preseka (materijala) postiže se znatno povoljnije naponsko stanje u preseku nosača i znatno smanjenje njegove deformacije.

Za ojačavanje konstrukcije principijelno se koriste materijali koji imaju sličan ili viši modul elastičnosti od osnovnog materijala preseka koji se ojačava. Čelik kao materijal, u eksploatacionim uslovima, ima i preko šest puta veći modul elastičnosti u odnosu na beton i kao takav predstavlja skoro idealan materijal za ojačavanje – sanaciju betonskih i armirano-betonskih konstrukcija. Osobine čelika karakteriše visoka čvrstoća na zatezanje i visoka duktilnost, dok beton karakteriše visoka pritisna čvrstoća i relativno velika krutost. Kombinovanjem ova dva materijala formiraju se spregnuti preseki. Na ovaj način se objedinjuju prednosti, odnosno dobre osobine oba materijala, tj. elementi konstrukcija imaju dovoljnu čvrstoću, duktilnost i krutost.

Spregnuti stubovi od čeličnih cevi ispunjenih betonom predstavljaju jedan od prvih tipova spregnutih konstrukcija. Omotač, odnosno čelična cev omogućava da se usled utezanja betona formira takozvani obručni mehanizam čime se znatno povećava efekat sprezanja i postiže veća nosivost. Formiranje efekta obruča izaziva pojavu biaksijalnog naponskog stanja u čeliku, triaksijalnog stanja napona u betonskom jezgri, dok samo betonsko jezgro sprečava pojavu izbočavanja zida cevi prema unutra. Slična naponska stanja u betonu mogu se izazvati i kada se od čeličnih L profila i veznih limova formira kavez oko AB stuba ili se oko stuba postave laminati ili tkanine od karbonskih ili staklenih vlakana. Ukoliko opterećenje istovremeno deluje na čeličnu cev, ili kavez, i na betonsko jezgro, pri umerenom nivou opterećenja, koje je približno jednako polovini pritisne čvrstoće betona, može doći do nejednakog bočnog širenja čelika i betona zbog različitog *Poisson*-ovog koeficijenta. U tom slučaju čelik se više širi od betona što može imati za posledicu umanjeni efekat utezanja. Povoljna naponska stanja u betonu mogu se i aktivno izazvati utezanjem betona kablovima, specijalnim čeličnim prstenovima ili zavrtnjima za prednaprezanje.

Kod svih pomenutih načina za povećanje pritisne čvrstoće betona usled troosnog naponskog stanja, aktiviranje dodatnih delova spregnutog preseka dešava se pri višim nivoima opterećenja, tako da se povećanje nosivosti postojećeg AB stuba može ostvariti samo za dodatno stalno i korisno – povremeno opterećenje.

1.3. Cilj istraživanja i metodologija

Ciljevi istraživanja doktorske disertacije bili su da se kroz eksperimentalno-teorijsku analizu i računsko modeliranje dobije pouzdan uvid u ponašanje centrično pritisnutih AB stubova ojačanih – saniranih čeličnim cevima, čeličnim kavezima od L profila, odnosno VV zavrtnjima pri eksploatacionom i graničnom opterećenju. Naučni cilj ovog istraživanja je objektivno, detaljno, svestrano i potpuno opisivanje uticaja svih ispitivanih parametara. Smisao ove deskripcije nije bio samo u opisivanju spoljnih manifestacija uticaja pojedinih parametara, već i u opisivanju njihovog uticaja na ponašanje eksperimentalnih modela. Bitan cilj istraživanja koji ostvaren ovim radom je i naučno otkriće koje je usmereno na utvrđivanje nepoznatih činjenica o ponašanju armiranobetonskih stubova ojačanih na ranije pomenut način. Naučno predviđanje kao cilj ovog istraživanja obuhvatilo je predviđanje uloge i značaja pojedinih parametara na realnim konstrukcijama, odnosno aksijalno pritisnutim stubovima. Na osnovu neposredne implementacije stečenih saznanja može se govoriti o stepenu naučnog otkrića i naučnog objašnjenja rezultata istraživanja, čime se direktno ostvaruje i društveni

značaj rada. Osnovni očekivani rezultat ovog istraživanja i naučni doprinos bila je potvrda stepena efikasnosti ovih metoda ojačavanja uz istovremeni razvoj odgovarajuće metode numeričke analize, kao i upoznavanje sa specifičnim uslovima njihove izrade.

Kao još jedan od ciljeva istraživanja može se navesti davanje preporuka za moguću primenu ovako ojačanih nosača u široj praksi, odnosno preporuka za kvalitetno izvođenje ovakvih sanacija u gradilišnim uslovima. Potvrda efikasnosti ovih metoda ojačavanja je bila od naročitog značaja posebno zbog toga što su ti postupci do sada primenjeni pri sanaciji više značajnih objekata. Postupak ojačavanja stubova sprezanjem sa čeličnim cevima uspešno je primenjen pri sanaciji i ojačavanju više značajnih objekata, kao što je sanacija objekata "Medifarm", objekta štamparije "Optimum" u Smederevskoj Palanci, objekta "B1" u Bloku 40 na Novom Beogradu, stubova na prilaznim konstrukcijama Pančevačkom mostu u Beogradu. Visokovredni zavrtnji u sanaciji betonskih konstrukcija uspešno su primenjeni pri rekonstrukciji Palate "Ušće" u Beogradu. Pomenuta ojačavanja konstrukcija sprovedena su pod rukovodstvom prof. dr Ljubomira Vlajića[†]. Postupak ojačavanja AB stubova čeličnim L profilima uspešno je primenjen pri sanaciji objekta u Nemanjinoj 7 u Beogradu pod nadzorom i rukovodstvom prof. dr Miroslava Beševića.

Prema kriterijumima koje doktorska disertacija treba da zadovolji, ovaj rad se može okarakterisati kao naučno-istraživački, s posebnim osvrtom na primenu u praksi. Rad se oslanja na prethodno znanje, kako teorijsko tako i praktično, a istovremeno i na metode savremene tehnike, prvenstveno eksperimentalno modeliranje, primenu novih materijala.

Predmet ovog naučno-istraživačkog rada je jedan nepotpuno istražen problem, koji istovremeno stvara nove pravce proširivanja saznanja. Data tema se podjednako bavi proučavanjem fizičkih (realnih) modela, kao i proučavanjem predloženih računskih modela. Rezultati proračuna u najvećoj meri zavise od usvojenih hipoteza, što podrazumeva formiranje tačno definisanih okvira važenja modela i samim tim proširivanje proučavane metode. Proučavanje problema kreće od njegovog definisanja i prikupljanja raspoloženi saznanja, a sa metodoloških aspekata predmet rada se razvija od opšteg do pojedinačnog saznanja.

1.4. Primenljivost rezultata

Postojeći građevinski objekti predstavljaju najveću, ljudskom rukom stvorenu, materijalnu vrednost, tako da se popravljavanje i produženje njihovog životnog veka postavlja kao izuzetan izazov budućnosti. S obzirom na to da je najveći broj objekata od betona, može se smatrati da je oblast sanacije betonskih konstrukcija jedan od najaktuelnijih segmenata građevinarstva. Takođe, sanacija i zaštita armiranobetonskih konstrukcija svake godine iziskuje ogromna finansijska sredstva. Danas, kako kod nas tako i u svetu, postoji značajan broj konstrukcija koje su dotrajale ili im je promenjena namena ili su pak incidentno oštećene različitim uzrocima. Tokom vremena, naročito kod mostova, dolazi do degradacije armiranobetonskih elemenata usled povećanja intenziteta korisnog (saobraćajnog) opterećenja, povećanja agresivnosti okoline neadekvatnog održavanja i sl. Pooštavanje seizmičkih propisa dovelo je mnoge relativno starije konstrukcije u stanje nedovoljne seizmičke otpornosti. U izuzetnim slučajevima potrebno je vršiti ojačavanje konstrukcija još u fazi gradnje zbog određenih propusta u projektovanju i/ili izvođenju. U današnje vreme nije neobično da se projektni uslovi menjaju nakon započete gradnje, tako da se na već započete i izgrađene podzemne i prizemne etaže nadogradi sprat ili dva više od prethodnim projektom predviđenih. Rekonstrukcijom, adaptacijom i nadogradnjom postojećih objekata vrlo često se povećava ukupna spratnost objekta.

Sve ove konstrukcije zahtevaju neki vid ojačanja. Kod stubova je za to naročito pogodno postavljanje čeličnih obruča (cevi) celom visinom stuba uz popunjavanje međuprostora sitnozrnim betonom ili specijalnim betonskim mešavinama. Stubovi kvadratnog i pravougaonog poprečnog preseka mogu se ojačavati i čeličnim L profilima koji povezivanjem sa poprečnim čeličnim trakama formiraju neku vrstu kaveza. Na ovakav način ojačan stub može da primi dodatno opterećenje, a njegova eksploataciona i granična nosivost zavisi od stepena angažovanja čelične cevi i materijala ispune ili L profila, odnosno od stepena sadejstva sastavnih delova novoformiranog spregnutog poprečnog preseka stuba. Primena metoda ojačanja–sanacije AB stubova čeličnim cevima nije dovoljno obrađena u kako u domaćoj tako i inostranoj tehničkoj regulativi. Eksperimentalno–teorijsko istraživanje u kontrolisanim uslovima predstavlja korak ka demistifikaciji primene ovih metoda ojačavanja AB stubova, a takođe bi se, na ovaj način, moglo doći do formulacije principa proračuna, kao i do određenih priloga formulaciji nacionalnog standarda.

1.5. Struktura i sadržaj rada

Sadržaj rada je smešten u sedam poglavlja koji predstavljaju jedinstvenu celinu u smislu metodološkog pristupa problemu ojačavanja armiranobetonskih stubova. Rad je strukturno formulisano u sledećim poglavljima:

1. Uvod
2. Teorijske osnove i prikaz karakterističnih istraživanja
3. Eksperimentalno istraživanje
4. Rezultati eksperimentalnog istraživanja
5. Računsko modeliranje
6. Završne napomene i zaključci
7. Literatura
8. Prilozi

Uvodne napomene u kojima je dat predmet i značaj istraživanja, kao i polazne pretpostavke, cilj istraživanja i primenljivost rezultata navedeni su u prvom poglavlju.

U drugom poglavlju su date teorijske osnove proračuna spregnutih stubova uz pregled važećih stavova u domaćoj i stranoj literaturi. Dat je prikaz proračuna spregnutih stubova primenom klasične teorije elastičnosti, proračun prema Evrokodu 4, kao i prikaz dosadašnjih istraživanja iz oblasti nosivosti betona pri složenim naponskim stanjima i analizi ponašanja stubova spregnutog preseka, pri čemu je akcenat stavljen na radove koji su usko vezani za ovu tezu. Podaci iz više eksperimenata, koji su detaljnije prikazani poslužili su u cilju donošenja zaključaka i upoređenja sa rezultatima sopstvenih istraživanja. Od prikazanih istraživanja naročito se treba istaći radove [134] i [77] koji su poslužili kao osnova za formiranje teme ove disertacije. Na kraju poglavlja dati su opšti zaključci sa pravcima daljih istraživanja.

Poglavlje tri detaljno opisuje sve faze programa ispitivanja. Dat je opis modela, prikaz pripreme uzoraka. Takođe je dat prikaz svih relevantnih karakteristika materijala upotrebljenih za izradu ispitivanih modela, prikaz karakteristika uređaja i instrumenata korišćenih za ispitivanje modela, kao i detaljna procedura koja je sprovedena tokom ispitivanja stubova. U sklopu eksperimentalnog istraživanja ispitivano je ukupno 26 modela stubova.

Četvrto poglavlje predstavlja prikaz karakterističnih rezultata ispitivanja u vidu dijagrama zavisnosti pojedinih veličina u odnosu na nivo opterećenja. Pri tome su prikazani najvažniji izmereni podaci u eksperimentu za sve ispitivane modele. Istovremeno su registrovani karakteristični tipovi loma, veličina graničnog opterećenja, proces i veličine deformacija ispitivanih modela.

U petom poglavlju je dat prikaz računske analize problema ojačavanja armirano-betonskih centrično pritisnutih stubova za sve tri metode. Analiza plastične nosivosti preseka je izvršena po principima iz evropskih propisa za spregnute konstrukcije od čelika i betona Evrokod 4. Za globalnu analizu stubova spregnutog preseka korišćena je metoda konačnih elemenata uz primenu odgovarajućeg softvera. Uvođenjem realnih karakteristika materijala, dobijenih na osnovu merenja iz eksperimenta, omogućeno je sprovođenje tačnijeg proračuna radi upoređenja sa eksperimentalnim rezultatima. Razmatrano je ponašanje modela linearnom i nelinearnom analizom, kako bi se sagledala mogućnost njihove primene. Na kraju poglavlja dat predlog za analizu nosivosti preseka/modela za sve analizirane uzorke.

Šesto poglavlje sadrži sumarni prikaz rezultata i pregled zaključaka i pruža uvid u dalje pravce istraživanja.

U poslednjem, sedmom, poglavlju dat je kompletan popis korišćene literature i izvora.

Prilozi sadrže prikaz fotodokumentacije zabeležene tokom ispitivanja, kao i osnovnu biografiju autora.

**Teorijske osnove i prikaz
karakterističnih istraživanja**

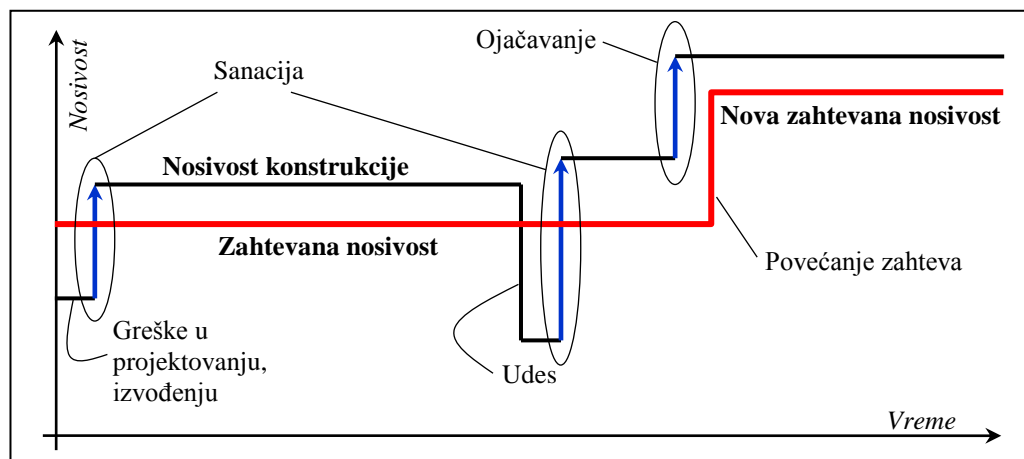
2

2. TEORIJSKE OSNOVE I PRIKAZ KARAKTERISTIČNIH ISTRAŽIVANJA

2.1. Uvod

Veliki broj armiranobetonskih konstrukcija koje su danas u upotrebi u različitim infrastrukturnim sistemima nalaze se u stanju potrebne ili neophodne sanacije i ojačanja kako bi im se produžio eksploatacioni vek. Faktori koji potencijalno mogu da izazovu ozbiljne probleme betonskim konstrukcijama, a naročito mostovima su: korozija armature, prsline i pukotine u betonu, greške u projektovanju i izvođenju, loš kvalitet materijala, udari vozila i preopterećenje, neodgovarajuće održavanje ili potpuno zapuštanje. Betonski mostovi u određenim slučajevima moraju se ojačati, ne zbog starenja ili oštećenja, već radi potrebe nošenja većeg pokretnog opterećenja usled povećanja intenziteta saobraćaja. Pooštavanje seizmičkih propisa dovelo je mnoge AB konstrukcije u stanje nedovoljne seizmičke otpornosti. Ojačavanje konstrukcija u izuzetnim slučajevima potrebno je vršiti još u fazi gradnje zbog određenih propusta u projektovanju i/ili izvođenju, a nije neobično ni da se projektni uslovi menjaju nakon započete gradnje, tako da se na već započete i izgrađene etaže nadogradi sprat ili dva više od prvobitnim projektom predviđenih. Cena ojačavanja, odnosno sanacije u većini slučajeva je značajno niža od cene izgradnje novog objekta. Takođe, sanacija iziskuje i mnogo manje vremena, a samim time je i prekid saobraćaja, odnosno korišćenja objekta, kraći.

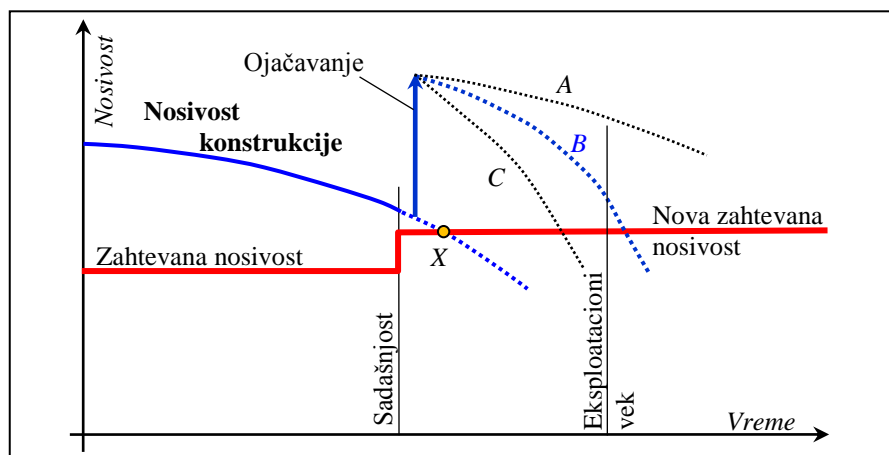
Na slici 2.1 dat je uprošćeni prikaz nosivosti konstrukcije u toku vremena uz ilustraciju osnovnih principa potrebe za ojačavanjem i sanacijom [30]. Zbog greški u projektovanju/izvođenju bilo je potrebno izvršiti početnu sanaciju konstrukcije kako bi ona postigla nosivost veću od zahtevane. U određenom trenutku eksploatacije došlo je do incidentnog oštećenja konstrukcije, zbog čega je ponovo bila potrebna njena sanacija, kako bi se povratila zahtevana nosivost. Tokom vremena, usled izmene namene objekta ili povećanja kapaciteta, propisana je nova zahtevana nosivost, što je dovelo do potrebe za ojačavanjem konstrukcije, tj. povećanjem njene nosivosti.



Slika 2.1 Prikaz osnovnih principa ojačanja – sanacije

U prethodnom slučaju opadanje fizičko-mehaničkih osobina konstrukcije nije uzeto u obzir, što je znatno lakše ukazivalo na nedovoljnu nosivost usled propusta u toku gradnje, udesa ili povećanja opterećenja. Ukoliko se u razmatranje uzme i opadanje nosivosti konstrukcije tokom vremena, analiza potrebe za ojačavanjem postaje znatno složenija. Šematski prikaz promene nosivosti konstrukcije u toku vremena prikazan je na slici 2.2 [30]. Nosivost konstrukcije tokom vremena lagano opada i sve dok je njena nosivost iznad zahtevane, nije potrebna nikakva intervencija. Međutim, povećanje zahtevane nosivosti bi ubrzo dovelo

konstrukciju u stanje nedovoljne nosivosti (Tačka X). U tom slučaju neophodno je izvršiti ojačanje konstrukcije. Poznavanje eksploatacionog veka objekta se, takođe nameće kao problem koji je potrebno pravilno proceniti. Nosivost konstrukcije nakon ojačavanja prikazana je za tri slučaja. U prvom slučaju rešenje A je veoma dobro, ali bi tada eksploatacioni vek konstrukcije bio znatno premašen, što nije uvek opravdano. Slučaj B ekonomski više isplativ i nameće se kao preporučeno rešenje, dok bi slučaj C zahtevao još jednu intervenciju ojačavanje pre dostizanja eksploatacionog veka objekta. Prikazani dijagrami navedeni su samo ilustrativno i nisu dalje analizirani.



Slika 2.2 Promena nosivosti u toku vremena

Vrlo često konstruktivna oštećenja nisu identifikovana kao problem što za posledicu ima izvršavanje "kozmetičkih" popravki kako bi se prikrili očigledni defekti. Popravke oštećenja konstrukcija trebalo bi da obuhvate i konstruktivno preprojektovanje kako bi se postigao prihvatljivi nivo sigurnosti. Projektovanje konstruktivnih popravki i ojačanja obuhvata više faza od kojih će biti navedene samo karakteristične.

Kao preduslov bilo koje konstruktivne intervencije može se navesti pravilna procena ne samo nivoa oštećenja već i kapaciteta nosivosti izgrađene konstrukcije. Projektovana nosivost je po pravilu konzervativna i stoga je potrebno izvršiti pravilnu procenu nosivosti koja će biti upotrebljena i u fazi analize procesa sanacije.

Opterećenje koje deluje na konstrukciju tokom eksploatacije je često nepoznato tokom faze projektovanja i potrebno je usvojiti odgovarajuće rezerve nosivosti povremenog opterećenja. Poznavanje tačnog nivoa opterećenja kojem će konstrukcija biti izložena može dovesti do tačnije sračunatih sila u kritičnim elementima.

Važna faza u vraćanju sposobnosti konstrukcije da nosi određeno opterećenje je eliminacija, odnosno ispravka konceptualnih i/ili konstruktivnih grešaka. Ovaj proces treba da obuhvati korekciju nagle promene krutosti, nepravilnog rasporeda krutosti i masa, kao i ispravku lošeg izbora detalja, i upotrebu materijala nižih karakteristika. Eliminacijom ovih grešaka moguće je, nakon preliminarne analize, identifikovati kritične elemente konstrukcije i veličinu konstruktivnog nedostatka.

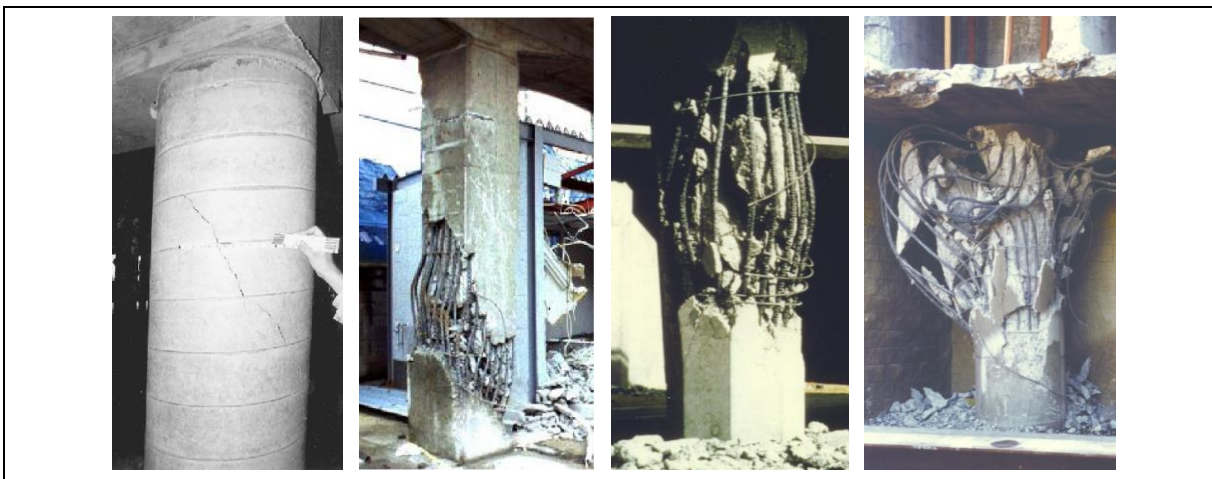
Zahtevana nosivost i dozvoljena deformacija elemenata konstrukcije može se utvrditi pouzdanom računskom analizom, nakon čega je moguće utvrditi i nivo zahtevanog ojačanja konstrukcije. U pojedinim slučajevima potrebno je izvršiti poboljšanje nosivosti i duktilnosti uz dodavanje novih konstruktivnih elemenata i ojačanje postojećih.

Projektovanje popravki treba da uzme u obzir i nalaze dobijene tokom konstruktivne analize. Povećanjem nosivosti pojedinog elementa izaziva se i povećanje krutosti, što ima za

posledicu i određenu preraspodelu opterećenja. Na sličan način i povećanje duktilnosti pojedinih čvorova umanjuje rotacionu krutost što može da ima uticaja na zahtevanu duktilnost susednih čvorova.

Ojačavanje konstrukcije je apsolutno neophodno ukoliko se, nakon eliminacije početnih grešaka, prekorači plastični potencijal ili eksploatacioni nivo opterećenja. Tehnike koje se često primenjuju u praksi su povećanje dimenzija kritičnih elemenata konstrukcije i/ili dodavanje novih konstruktivnih elemenata. U tradicionalnim metodama sanacije-rekonstrukcije mogu se javiti problemi vezani za izazivanje povećanih sila u pojedinim delovima konstrukcije kao što su temelji koji mogu zahtevati značajna ojačanja. Takođe, konstruktivno ojačavanje može izazvati nepoželjan uticaj na arhitektonski izgled konstrukcije. Visoka cena i smetnje u funkcionisanju objekta mogu odvratiti vlasnike od neophodnih popravki, što može imati nesagledive posledice.

Na slici 2.3 prikazani su primeri AB stubova kod kojih je došlo do velikih oštećenja i loma usled prekoračenja smičućih sila ili usled neadekvatne poprečne armature za efikasno utezanje poprečnog preseka. Prikazani stubovi projektovani su prema, u to vreme, važećim propisima, a oštećeni su usled seizmičkih dejstava usled kojih su višestruko prekoračene njihove nosivosti.



Slika 2.3 Primeri oštećenih AB stubova*

Konvencionalne metode ojačanja – sanacije armiranobetonskih konstrukcija (stubova) se, prema [97] i [109], mogu svrstati u sledeće grupe:

1. Ojačavanje betonom

Obuhvata konstruktivno povećanje poprečnog preseka dodavanjem novog betona i armature.

2. Ojačavanje čelikom

Obuhvata konstruktivno dodavanje čeličnih lamela, postavljanje kaveza formiranog od čeličnih L profila spojenih veznim limovima, izradu čeličnog plašta celom visinom stuba uz ispunjavanje međuprostora do postojećeg betona ekspanzivnim materijalom.

3. Ojačavanje karbonskim vlaknima

Obuhvata primenu materijala na bazi karbonskih ili staklenih vlakana u vidu laminata i tkanina koji se na površinu betona vezuju lepkom na bazi epoksida, uz mogućnost prethodnog utezanja.

* Slike stubova preuzete su sa www.whatiscivilengineering.csce.ca i www.fhwa.dot.gov

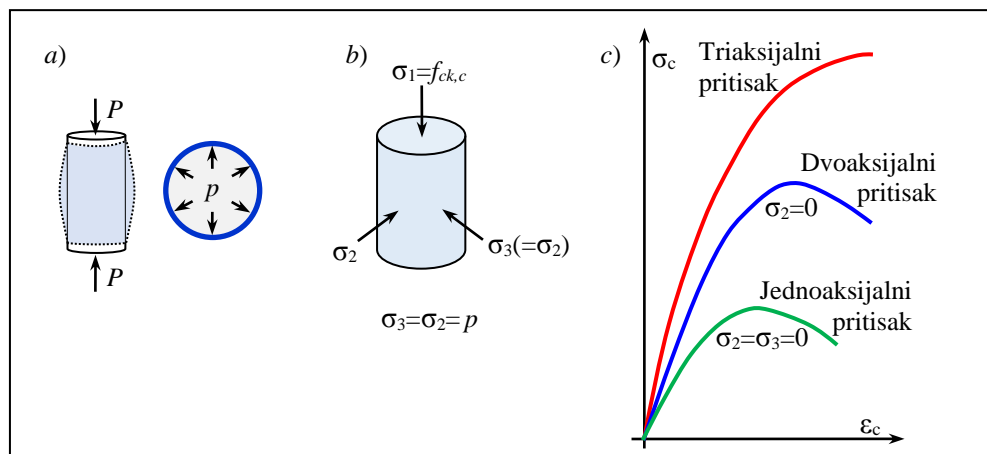
4. Ojačavanje prednaprezanjem

Obuhvata dodatno prethodno naprezanje poprečnog preseka kablovima (*Retro-belt*), pritegnutim čeličnim prstenovima (obručima) ili visokovrednim zavrtnjima.

Istraživanje u okviru ove teze obuhvatilo je analizu ponašanja aksijalno pritisnutih armiranobetonskih stubova ojačanih na tri načina, pri eksploatacionom i graničnom opterećenju. AB stubovi kvadratnog poprečnog preseka u prvom slučaju ojačani su tako što su postavljeni unutar kružne čelične cevi, dok je slobodni međuprostor između betonskog stuba i zida cevi popunjavan betonskim mešavinama različitog kvaliteta. Na ovaj način formiran je trodelni spregnuti presek "Beton-Ispuna-Čelik". U drugom slučaju je AB stub ojačavan čeličnim kavezom od četiri valjana L profila koji su postavljeni na uglovima preseka i mestimično spojeni horizontalnim limovima – prečkama. Između čeličnih profila i stuba, kao vezivni spoj, upotrebljen je sloj ekspandirajućeg sitnozrnog betona. Na taj način svi delovi su objedinjeni u jedinstven spregnut presek. Treća metoda ojačavanja AB stuba predstavljala je konstruktivno prednaprezanje poprečnog preseka pomoću poprečno postavljenih visokovrednih zavrtnjeva.

2.2. Nosivost betona pri složenim naponskim stanjima

Za sve tri pomenute metode ojačavanja AB stubova karakteristično je da se povećanje nosivosti pokušalo ostvariti utezanjem betonskog preseka, čime se izazivaju bočni naponi pritiska koji su nastali kao posledica sprečenog poprečnog širenja uzorka (Slika 2.4-a). Na taj način beton se dovodi u troosno stanje napona (Slika 2.4-b) usled čega se povećava njegova jednoaksijalna čvrstoća. Dijagrami napona i deformacija kod betonskog uzorka u slučaju jednoaksijalnog, dvoaksijalnog i troaksijalnog stanja napona pritiska, prikazani su na slici 2.4-c [76].



Slika 2.4 a) Bočni naponi pritiska usled utezanja betona, b) Naponi pritiska na cilindričnom uzorku, c) Naponsko-deformacijski dijagrami betona za različita stanja napona pritiska

Considerere je još 1903.g. ustanovio kako se nosivost betonskog cilindra može povećati ukoliko se uzorak prethodno bočno optereti konstantnim pritiskom. *Richart* je 1928.g. predložio izraz (2.1) za proračun uvećane pritisne čvrstoće utegnutog betona ($f_{ck,c}$) na osnovu vrednosti jednoaksijalne čvrstoće betona (f_c) i bočnog pritiska (p) [111].

$$f_{ck,c} = f_c + 4.1p \quad (2.1)$$

Kasnije su *Balmer* 1949.g. [15], *Chin* i *Zimmerman* 1965.g. [31], *Newman* i *Newman* 1971.g. [93], *Mander* i dr. 1988.g. [84], *Saatcioglu* i *Razvi* 1992.g. [115], *Attard* i *Setunge* 1996.g. [13], i drugi, nastavili rad na analizi uvećane nosivosti utegnutog betona. Tokom

vremena predložen je veliki broj računskih modela kojima se kvantifikuje porast pritisne čvrstoće betona usled efekta utezanja betona (*confined concrete*). Većina ovih modela definisana je empirijskim izrazima, koji su dobijeni statističkom analizom izmerenih vrednosti, a mogu se prikazati opštim izrazom:

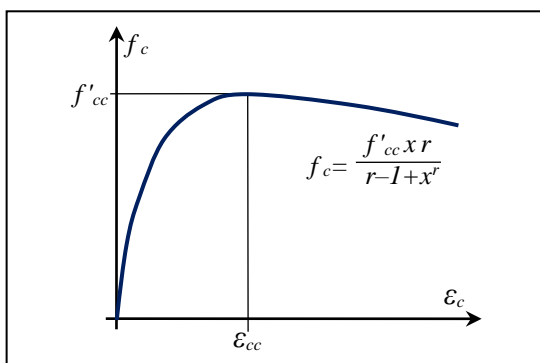
$$f_{ck,c} = f_c + K \cdot p \quad (2.2)$$

gde koeficijent K predstavlja doprinos bočnog pritiska na povećanju nosivosti.

Računski modeli razvijani su za betonske uzorke opterećene hidrauličnim pritiskom, za uzorke utegnute čelikom, i to celom visinom uzorka (kvadratna i kružna cev), ili mestimično (flahovi i spirale). U novije vreme dati su predlozi modela za uzorke utegnute karbonskim vlaknima, koji nisu primenjivi na materijale se izraženom granicom tečenja, kao što je čelik. Analitičke modele za nosivost stubova kod kojih je izvršeno utezanje betona dali su: *Park i Priestley* 1982.g. [99], *Fafitis i Shah* 1988.g. [47], *Karabinis i Kioussis* 1994.g. [74], *Hoshikuma i dr.* 1997.g. [65], *Bousalem i Chikh* 2007.g. [23].

2.2.1. Model nosivosti betona za ojačane stubove

U slučaju betonskih stubova utegnutih čeličnim cevima, ili ugaonicima koji su mestimično spojeni veznim limovima, kao najbolji analitički model pokazalo se rešenje koje su formulisali *Mander i dr.* 1988.g. [85]. Naponsko-deformacijski dijagram za utegnuti beton prikazan je na slici 2.5.



Slika 2.5 Dijagram napona i dilatacija za utegnuti beton

U ovom računskom modelu napon pritiska u podužnom pravcu (f_c) određuje se iz:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad (2.3)$$

Pritisna čvrstoća utegnutog betona (f'_{cc}) definisana je kao:

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{co}}} - \frac{2 f'_l}{f'_{co}} - 1.254 \right) \quad (2.4)$$

Promenljiva (x) data je odnosom podužne dilatacije pri pritisku (ε_c) i dilatacije pri maksimalnom opterećenju za utegnuti beton (ε_{cc}).

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.5)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (2.6)$$

U prethodnim izrazima pritisna čvrstoća neutegnutog betona označena je sa f'_{co} , dok ε_{co} predstavlja dilataciju pri maksimalnom opterećenju neutegnutog betona. Tipično vrednost ove dilatacije iznosi $\varepsilon_{co}=2\%$.

Promenljiva (r) definisana je preko tangentskog (E_c) i sekantnog (E_{sec}) modula elastičnosti betona, kao:

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.7)$$

Moduli elastičnosti betona određuju se iz izraza:

$$E_c = 5000\sqrt{f'_{co}} \text{ MPa} \quad (2.8)$$

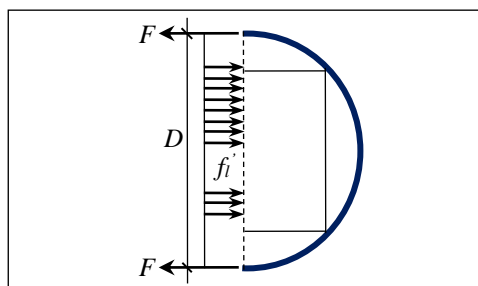
$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.9)$$

Efektivni bočni pritisak (f'_l) koji deluje na uzorak utegnut kružnom čeličnom cevi određen je iz uslova statičke ravnoteže dijagrama sa slike 2.6, a zavisi od sila u plaštu i poprečnoj armaturi.

$$f'_l = \frac{2F}{D} + \frac{A_{sh} \cdot f_{yh}}{s \cdot h_c} = \frac{2t_{sj} \cdot f_{ysj}}{D} + \frac{A_{sh} \cdot f_{yh}}{s \cdot h_c} \quad (2.10)$$

gde su:

- F - sila u čeličnom plaštu;
- t_{sj} - debljina zida cevi;
- f_{ysj} - granica tečenja za cev;
- D - prečnik meren između srednjih ravni zida cevi;
- A_{sh} - površina poprečne armature (uzengija);
- f_{yh} - granica tečenja za poprečnu armaturu;
- s - razmak uzengija;
- h_c - dimenzija poprečnog preseka mereno između težišta šipki uzengije.



Slika 2.6 Poprečno utezanje čeličnom cevi prema [131]

2.2.2. Propisi *fib* Model Code 2010

Prema *fib* propisima [69] utezanjem betona dolazi izmenjenog naponsko-deformacijskog odgovora, što ima za posledicu povećanje aksijalne čvrstoće i maksimalnih dilatacija. Smatra se da utezanje ne utiče na ostale osnovne osobine betona. Karakteristična vrednost čvrstoće utegnutog betona ($f_{ck,c}$) određuje se iz karakteristične čvrstoće neutegnutog betona (f_{ck}) i efektivnog poprečnog napona pritiska (σ_2) pri graničnom stanju opterećenja (Slika 2.4-b).

$$f_{ck,c} = f_{ck} \left[1 + 3.5 \left(\frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right)^{3/4} \right] \quad (2.11)$$

Dilatacija pri maksimalnoj čvrstoći utegnutog betona ($\varepsilon_{c2,c}$) i njegova granična dilatacija ($\varepsilon_{cu2,c}$), zavise od odgovarajućih dilatacija za neutegnuti beton, a računaju se iz izraza:

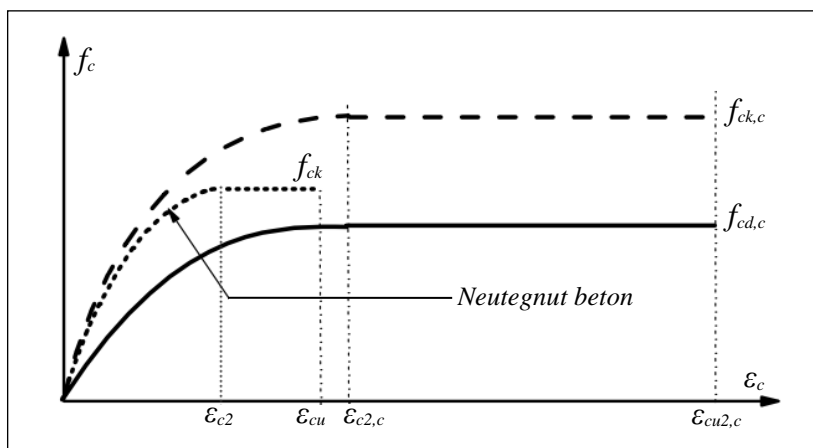
$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} - 1 \right) \right] \quad (2.12)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0.2 \sigma_2 / f_{ck} \quad (2.13)$$

Utezanje betona može se obezbediti adekvatno preklapljenim uzengijama ili poprečnom armaturom, kod kojih plastične deformacije nastaju usled poprečnog širenja betona. Vrednost efektivnog poprečnog pritiska zavisi od rasporeda i količine poprečene armature, kao i mehaničkih karakteristika čelika i betona, a računa se u zavisnosti od oblika poprečnog preseka i oblika i tipa uzengija.

2.2.3. Propisi Evrokod

Evropski standard za betonske konstrukcije Evrokod 2 [42] razmatra efekte utezanja betona na sličan način kao i *fib* propisi. Utezanjem betona menja se efektivni odnos napon-dilatacija, a beton pri opterećenju do loma dostiže veće čvrstoće i veće kritične dilatacije. Ukoliko se ne raspolože preciznijim podacima, može se koristiti dijagram napon-dilatacija prikazan na slici 2.7. Dilatacija usled napona pritiska prikazana je sa pozitivnim znakom. Upotrebene su identične oznake za napone i dilatacije, kao i u prethodnim propisima, a na slici je prikazana i proračunska vrednost čvrstoće utegnutog betona ($f_{cd,c}$).



Slika 2.7 Dijagram napon-dilatacija za utegnuti beton

Uvećane karakteristične vrednosti čvrstoće betona i dilatacija date su izrazima:

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1.0 + 5.0 \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{za } \sigma_2 \leq 0.05 f_{ck} \quad (2.14)$$

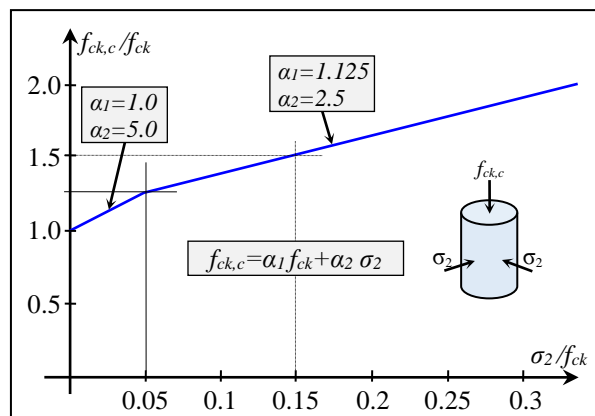
$$f_{ck,c} = f_{ck} (1.125 + 2.5 \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{za } \sigma_2 > 0.05 f_{ck} \quad (2.15)$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \left(f_{ck,c} / f_{ck} \right)^2 \quad (2.16)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0.2 \sigma_2 / f_{ck} \quad (2.17)$$

Dilatacija pri maksimalnoj čvrstoći neutegnutog betona (ε_{c2}) i njegova granična dilatacija (ε_{cu2}), zavise od čvrstoće betona i definisane su u tabeli 3.1 Evrokoda EN 1992-1-1 [42]. Za prosečne klase čvrstoće betona vrednosti dilatacija su: $\varepsilon_{c2}=2.0\text{‰}$ i $\varepsilon_{cu2}=3.5\text{‰}$.

Dijagram prirasta pritise čvrstoće utegnutog betona u zavisnosti od veličine efektivnog bočnog pritiska prikazan je na slici 2.8 [38]. Uočava se da se aksijalna čvrstoća betona uvećava za 50% ukoliko su poprečni naponi pritiska 15% od pritise čvrstoće neutegnutog betona, a da je čvrstoća dvostruko veća ako su bočni naponi 35% od f_{ck} . Takođe, dilatacije, kod utegnutog betona, pri lomu su 3 do 4 puta veće u poređenju sa dilatacijama neutegnutog betona.



Slika 2.8 Promena čvrstoće utegnutog betona u zavisnosti od bočnog pritiska

Evropski standard za projektovanje seizmički otpornih konstrukcija Evrokod 8 u delu 3 – Procena i ojačavanje objekata [45] i [48] razmatra efekte utezanja betona uzengijama. Uvećana pritiska čvrstoća betona određuje se prema izrazu:

$$f_{ck,c} = f_{ck} \left[1 + 3.7 \left(\frac{\alpha \cdot \rho_{sx} \cdot f_{yw}}{f_{ck}} \right)^{0.86} \right] \quad (2.18)$$

Faktor efikasnosti utezanja (α) daje se izrazom:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_o} \right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_o} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_o b_o} \right) \quad (2.19)$$

s_h – razmak uzengija;

b_o i h_o – dimenzije utegnutog betonskog jezgra mereno do težišne ose uzengije;

b_i – rastojanje između težišta podužnih šipki koje su utegnute uzengijama;

$\rho_{sx} = A_{sx}/b_w s_x$ – odnos zapremine uzengija i zapremine utegnutog betonskog jezgra;

f_{yw} – napon na granici tečenja za uzengije.

Bočni naponi pritiska kod betonskih stubova mogu se efikasno izazvati čeličnim cevima, zatvorenim uzengijama, spiralama ili kavezima od L profila i veznih limova, kao i tkaninama i laminatima na bazi karbonskih vlakana. Stubovi mogu i aktivno biti utegnuti različitim sistemima za prednaprezanje. Kod svih pomenutih metoda aktiviranje dodatnih delova spregnutog preseka dešava se pri višim naponskim stanjima, tako da se povećanje nosivosti postojećeg AB stuba može ostvariti samo za dodatno stalno i korisno – povremeno opterećenje.

2.3. Ojačavanje stuba čeličnim cevima

AB stubovi ojačavaju se čeličnim cevima tako što se oko stuba postavlja savijeni čelični lim od kojeg se, zavarivanjem, formira cev. Slobodni međuprostor između betonskog stuba i zida cevi popunjava se betonom. Na ovaj način formira se stub spregnutog preseka, tj. cev ispunjena betonom. Spregnuti stubovi od betonom ispunjenih čeličnih cevi se, kao noseći element, sreću vrlo rano i predstavljaju jedan od prvih tipova spregnutih konstrukcija. U poslednje vreme primetna je sve veća upotreba betonom ispunjenih cevi od nerđajućeg čelika [132], prvenstveno iz estetskih razloga, kao i upotreba ispune od betona visokih mehaničkih karakteristika kako bi se dodatno smanjile dimenzije poprečnog preseka. Stubovi od šupljih profila izrađuju se od okruglih, kvadratnih ili pravougaonih cevi. Kod ovakvih stubova nije potrebna posebna oplata, a često ni dodatna podužna armatura. Betonska ispuna utiče na povećanje i nosivosti cevi na izbočavanje, pa može doći samo do plastičnog izbočavanja prema napolje. Naročitu prednost stubovi ovog tipa imaju u slučaju centričnog pritiska, tj. kod objekata sa jezgrom za stabilizaciju, mostovskih stubova, itd. Jedan od bitnih povoljnih uticaja betonske ispune je i povećana požarna otpornost. Nosivost spregnutih stubova, kao i nosivost stubova od jednorodnog materijala, zavisi od karakteristika preseka, imperfekcija, uslova oslanjanja i dužine izvijanja. Najveću nosivost od svih tipova stubova spregnutog preseka imaju stubovi od čeličnih okruglih cevi ispunjenih betonom usled postizanja troosnog naponskog stanja u betonu.

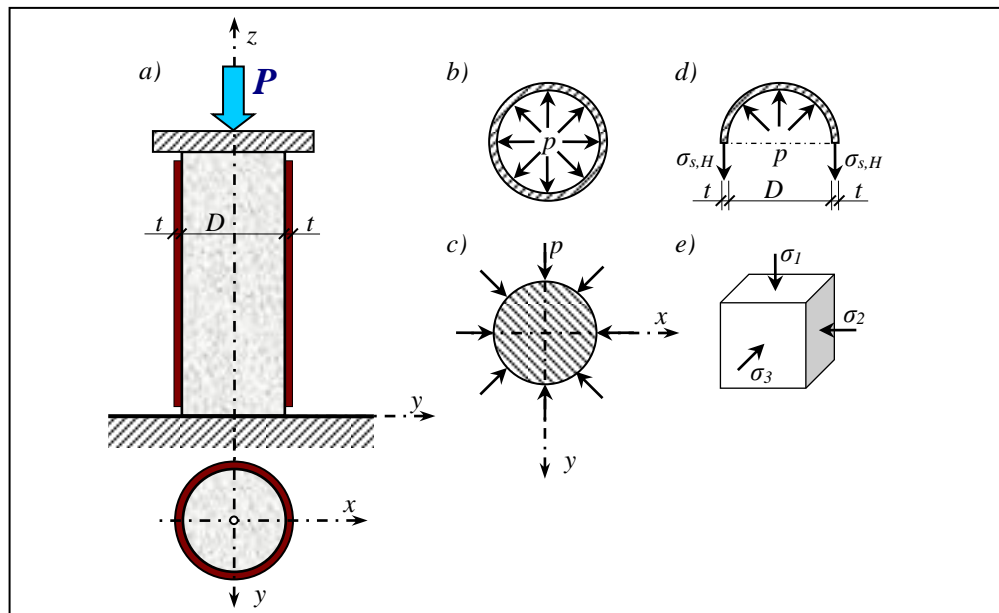
Postupak ojačavanja AB stubova sprežanjem sa čeličnim cevima primenjen je pri sanaciji i ojačavanju više značajnih objekata kao što je sanacija objekata *Medifarm*, *Palate Ušće* u Beogradu, objekta štamparije *Optimum* u Smederevskoj Palanci. Ojačavanje stubova u podrumu objekta "B1" u Bloku 40 na Novom Beogradu prikazano je u radu [137] i [135]. Do potrebe za ojačanjem stubova došlo je, još u toku gradnje, usled preraspodele i povećanja uticaja u centralnim stubovima kao posledica promene krutosti izvođenjem kapitela. U radu [138] i [136] prikazano je rešenje ojačavanja AB stuba na prilaznom konstrukcijama "Pančevačkog mosta" u Beogradu. Stubovi su bili oštećeni dejstvom požara, a uspešno su sanirani i ispitani pod probnim opterećenjem pre ponovnog puštanja u saobraćaj. Ojačavanje AB stubova čeličnim plaštom primenjeno je i u primorskim krajevima na glavnoj konstrukciji mosta koji povezuje kopno i ostrvo Pag [98]. Oštećenje stubova nastalo je kao posledica izuzetne agresivnosti sredine, nižeg kvaliteta betona i nedovoljne debljine zaštitnog sloja od svega 1.5cm na stubovima.

U daljem tekstu date su teorijske osnove i prikaz osnovne postavke problema proračuna spregnutih stubova oblika čelične cevi ispunjene betonom. Dat je prikaz proračuna stubova ojačanih čeličnim plaštom prema klasičnoj teoriji, kao i prema propisima Evrokod 4i prema našim propisima za beton BAB. Takođe, dat je i prikaz karakterističnih istraživanja iz oblasti spregnutih stubova od kružne cevi ispunjene betonom.

2.3.1. Rešenja problema ojačavanja stuba primenom teorije elastičnosti

Problem ojačavanja betonskog stuba čeličnom cevju, odnosno rešenje problema cevi ispunjene betonom primenom klasične teorije elastičnosti svodi se na rešenje ravnoteže tankog kružnog prstena opterećenog unutrašnjim pritiskom (p) [130] i [126]. Pod dejstvom ovog unutrašnjeg pritiska dolazi do jednolikog radijalnog rastezanja prstena, što ima za posledicu pojavu naprezanja samo u tangencijalnom smeru, koje je, zbog rotacione simetrije prstena i opterećenja, u svim radijalnim presecima jednako. Naprezanja u uzdužnom smeru su jednaka nuli, u uslovima kada u tom smeru nema spoljašnjeg opterećenja, a deformacija prstena u podužnom smeru nije ograničena. Na osnovu navedenog zaključuje se da se elementarni deo preseka nalazi u jednoosnom stanju naprezanja. Pri proračunu cevi tankih zidova koriste se rezultati dobijeni rešavanjem problema prstena i cilindrične posude.

Razmatrani problem ojačavanja stuba čeličnom cevi svodi se na okrugli betonski stub unutrašnjeg prečnika (D) obuhvaćen čeličnim plaštom debljine (t), kao što je to prikazano na slici 2.9-a. U početnom stanju beton i čelik nisu napregnuti, a opterećenje od sile (P) prenosi se samo na betonski stub (jezgro), dok sama čelična cev nije direktno opterećena. Trenje između betona i čelika ne postoji. Prikazana analiza detaljno je data u [126].



Slika 2.9 AB stub ojačan čeličnim plaštom

U daljim razmatranjima usvojene su sledeće oznake:

- E_b, E_s - moduli elastičnosti betona i čelika;
- μ_b - Poisson-ov koeficijent betona;

Usled delovanja sile (P) u betonskom stubu javlja se normalno naprezanje u podužnom smeru:

$$\sigma_1 = -\frac{4P}{\pi D^2}. \quad (2.20)$$

Prilikom opterećivanja silom pritiska, koja deluje u uzdužnom pravcu, betonski stub se širi poprečno, što je sprečeno čeličnim plaštom. Iz ovog razloga na mestu kontakta između čelične cevi i betonskog jezgra javlja se pritisak (p), što je prikazano na slici 2.1-b i 2.1-c. Iz uslova rotacione simetrije dobija se:

$$\sigma_2 = \sigma_3 = -p.$$

Normalno naprezanje u čeličnom plaštu u tangencijalnom smeru računa se prema izrazu za tzv. "kotlovsku formulu":

$$\sigma_{s,H} = \frac{pD}{2t}. \quad (2.21)$$

S Obzirom na to da je $D \gg t$, sledi da je $\sigma_{s,H} \gg p$, pa se p u odnosu na $\sigma_{s,H}$ može zanemariti, a samim time se i naprezanje čelične cevi u smeru normale na zid može zanemariti. Naprezanje u uzdužnom pravcu jednako je nuli (iz uslova unosa opterećenja u stub), tako da se plašt nalazi u jednoosnom stanju naprezanja, sve dok efekti sprežanja nisu izraženi.

Deformacija betonskog stuba u radialnom smeru može se odrediti iz:

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{E_b} [\sigma_2 - \mu_b (\sigma_3 + \sigma_1)] \quad (2.22)$$

Nakon uvrstanja jednakosti $\sigma_2 = \sigma_3 = -p$ dobija se:

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{E_b} [-p - \mu_b (-p + \sigma_1)]$$

Iz uslova jednakosti deformacija

$$\frac{\Delta D_b}{D} = \varepsilon_2$$

moгуće je odrediti prirast prečnika betonskog stuba:

$$\Delta D_b = \frac{D}{E_b} [-p - \mu_b (-p + \sigma_1)]$$

Deformacija zida čelične cevi u tangencijalnom smeru iznosi:

$$\varepsilon_{s,H} = \frac{\sigma_{s,H}}{E_s},$$

dok prirast prečnika cevi iznosi

$$\Delta D_s = \frac{\sigma_{s,H}}{E_s} D$$

Iz uslova jednakosti deformacija betonskog stuba i čeličnog plašta

$$\Delta D_b = \Delta D_s$$

dobija se:

$$\frac{1}{E_b} [-p - \mu_b (-p + \sigma_1)] = \frac{\sigma_{s,H}}{E_s}$$

Pomoću izraza za unutrašnji pritisak izvedenog iz (2.21)

$$p = \frac{2t\sigma_{s,H}}{D} \tag{2.23}$$

dolazi se do:

$$\frac{1}{E_b} \left[-\frac{2t\sigma_{s,H}}{D} - \mu_b \left(-\frac{2t\sigma_{s,H}}{D} + \sigma_1 \right) \right] = \frac{\sigma_{s,H}}{E_s}$$

Na osnovu prethodne jednakosti moguće je odrediti naprezanje u plaštu (Slika 2.9-d):

$$\sigma_{s,H} = \frac{-\mu_b \sigma_1}{2 \frac{t}{D} (1 - \mu_b) + \frac{E_b}{E_s}} \tag{2.24}$$

Glavna poprečna naprezanja u betonskom stubu iznose:

$$\sigma_2 = \sigma_3 = -p = -\frac{2t\sigma_{s,H}}{D} \tag{2.25}$$

Poznavanjem graničnih vrednosti napona za materijal plašta i materijal jezgra moguće je odrediti maksimalnu nosivost stuba ojačanog stuba prema slici 2.9. Pretpostavka o tome da trenje između zida cevi i betonskog jezgra ne postoji, nije potpuno tačna, s obzirom da tokom ugradnje betona u cev dolazi do određenog "slepljivanja" (adhezije) dva materijala, tako da je cev i aksijalno opterećena. U tom slučaju će se beton i čelik različito širiti u poprečnom pravcu, što može izazvati umanjn efekat utezanja. Iz navedenih razloga američki propisi

ACI-440 [4] u izrazu (2.24) umesto *Poisson*-ovog koeficijenta za beton (μ_b) predlažu korišćenje razlike koeficijenata za beton i čelik ($\mu_b - \mu_s$).

2.3.2. Analiza spregnutih stubova prema Evrokodu 4

Glavni principi proračuna spregnutih stubova od čelika i betona prema Evrokodu EN 1994-1-1:2004 [46] dati su u daljem tekstu. Akcenat prikaza stavljen je na analizu stubova od čelične cevi kružnog poprečnog preseka ispunjene betonom. Detaljniji prikaz analize dat je u radu [34], [36] i samom standardu, dok se ovde navode samo osnovne smernice.

Analiza spregnutih konstrukcija od čelika i betona prema Evrokodu 4 zasniva se na konceptu graničnih stanja nosivosti elementa. Pod graničnim stanjima podrazumevaju se ona stanja koja neposredno prethode lomu konstrukcije, odnosno gubitku nosivosti, pojavi velikih i trajnih deformacija koje ugrožavaju funkcionalnost konstrukcije. Spregnuti stubovi su elementi koji su uglavnom izloženi pritisku ili pritisku i savijanju. Njihov proračun zasniva se na pretpostavkama, čija je tačnost dovoljna za praktičnu primenu, i to:

- između čeličnog i betonskog dela preseka postoji potpuno sadejstvo po čitavoj dužini stuba, odnosno potpuno spregnuto dejstvo sve do loma;
- ravni preseki i nakon deformacija ostaju ravni.

Granično stanje nosivosti spregnutih stubova je dokazano ako sile u preseku, usled najnepovoljnije kombinaciji dejstava, uzimajući u obzir pri tome i uticaje po teoriji II reda uključujući imperfekcije, ni na jednom delu stuba nisu veće od nosivosti poprečnog preseka, pri čemu je ceo sistem u stabilnoj ravnoteži. Uticaji skupljanja i tečenja betona kod spregnutih preseka oblika čelične cevi punjene betonom obično se mogu zanemariti. Dokaz za granično stanje upotrebljivosti kod stubova nije potreban. Pri proračunu spregnutih stubova neophodno je uzeti u obzir uticaj lokalnog izbočavanja na njihovu otpornost. Ovi uticaji mogu da se zanemare u slučaju kada prečnik preseka (D) u odnosu na debljinu zida cevi (t) zadovoljava uslov dat izrazom:

$$\frac{D}{t} \leq 90 \frac{235}{f_y} \quad (2.26)$$

U oblastima unošenja opterećenja moraju se preduzeti mere da se unutrašnje sile koje se prenose sa elemenata vezanih na krajevima, kao i opterećenja koja deluju duž elementa, raspodele između čeličnih i betonskih komponenti, uzimajući u obzir nosivost na smicanje u kontaktnoj površini između čelika i betona. Mora se obezbediti jasno definisana putanja opterećenja koja ne dovodi do znatnijeg proklizavanja u kontaktnoj površini, koje bi učinilo nevažnim pretpostavke uzete u proračunu. Za aksijalno opterećene stubove i pritisnute elemente, podužno smicanje van zone unošenja opterećenja nije potrebno razmatrati.

Sile smicanja treba odrediti iz promene sila u preseku čeličnog ili armiranobetonskog dela preseka na dužini unošenja. Ako se opterećenja unose samo preko betonskog dela preseka, treba uzeti u obzir vrednosti koje se dobijaju primenom elastične analize, uz uzimanje u obzir tečenja i skupljanja betona. U suprotnom, sile u kontaktnoj površini se određuju primenom teorije elastičnosti ili teorije plastičnosti, u zavisnosti šta je strožije. U nedostatku preciznije metode, dužina unošenja opterećenja ne sme biti veća od $2d$ ili $L/3$, pri čemu je d minimalna poprečna dimenzija stuba, a L je visina stuba.

Proračun nosivosti spregnutih stubova može se sprovesti prema dve metode proračuna.

1. Opšta metoda, uključuje stubove nesimetričnog ili promenljivog poprečnog preseka po visini stuba, uzimanje u obzir uticaja teorije drugog reda uključujući i zaostale napone, geometrijske imperfekcije, lokalnu nestabilnost, prsline u betonu, tečenje i skupljanje betona,

kao i nelinearno ponašanje materijala, plastifikaciju čelika i armature. Proračun ovom metodom obezbeđuje da pri najnepovoljnijoj kombinaciji dejstava za granična stanja nosivosti ne dođe do pojave nestabilnosti, kao i da nosivost pojedinačnih poprečnih preseka, izloženih savijanju, i podužnoj – aksijalnoj sili i smicanju nije prekoračena.

2. Uprošćena metoda, primena ove metode je relativno ograničena jer se zasniva na određenim pretpostavkama i usvajanju krive izvijanja, prvobitno ustanovljene za čelične stubove, kao osnove za proračun spregnutih stubova. U daljem su prikazani osnovni principi proračuna preseka uprošćenom metodom.

Uprošćena metoda proračuna

Opšta metode proračuna relativno je komplikovana i zahteva primenu odgovarajućih kompjuterskih programa. Uprošćena metoda se zasniva na opštoj metodi, ali se njome indirektno uzimaju u obzir imperfekcije po dužini stuba, pa ih nije potrebno posebno razmatrati. Uprošćena metoda je pogodna za proračun spregnutih stubova koji se primenjuje u svakodnevnoj praksi. Za primenu uprošćene metode potrebno je da budu ispunjeni sledeći uslovi:

- a) Poprečni presek stuba je obostrano simetričan i konstantan po čitavoj dužini, što podrazumeva da se težišta čeličnog i betonskog dela preseka bez prslina poklapaju;
- b) Koeficijent doprinosa čelika (δ) definisan kao:

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (2.27)$$

treba da zadovolji uslov:

$$0.2 < \delta < 0.9$$

Ukoliko je:

- | | |
|----------------|--|
| $\delta < 0.2$ | proračun se vrši kao za armiranobetonske stubove prema Evrokodu 2, |
| $\delta > 0.9$ | proračun se vrši kao za čelične stubove prema Evrokodu 3. |

- c) Relativna vitkost ($\bar{\lambda}$) čeličnih profila zatvorenog poprečnog preseka ispunjenih betonom, definisana izrazom (2.33), treba da zadovolji uslov:

$$\bar{\lambda} \leq 0.5$$

- d) Maksimalna površina podužne armature u poprečnom preseku koja može da se koristi u proračunima ne bi trebalo da bude veća od 6% površine betona;

- f) Odnos visine i širine poprečnog preseka spregnutog stuba treba da se nalazi u granicama:

$$0.2 \leq h/b \leq 0.9$$

Nosivost poprečnih preseka na aksijalni pritisak

Nosivost na pritisak potpuno plastifikovanog spregnutog poprečnog preseka ($N_{pl,Rd}$) određuje se kao zbir odgovarajućih nosivosti pojedinih komponenti preseka:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + A_c \cdot 0.85 f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (2.28)$$

gde su:

- | | |
|--------------------------|---|
| A_a, A_c, A_s | - površine čelika, betona i armature u poprečnom preseku, |
| f_{yd}, f_{cd}, f_{sd} | - njihove proračunske vrednosti čvrstoće prema propisima EC3 i EC2. |

U slučaju šupljih profila ispunjenih betonom, pri proračunu $N_{pl,Rd}$ se u jednačini (2.28) vrednost $0.85f_{cd}$ može zameniti sa f_{cd} . Kod kružnih šupljih profila ispunjenih betonom

povećanje čvrstoće betona usled utezanja, može se uzeti u obzir pod uslovom da je relativna vitkost $\bar{\lambda} \leq 0.5$, da je i odnos veličina $e/d < 0.1$, gde je e ekscentricitet opterećenja dobijen preko odnosa momenta savijanja (M_{Ed}) i normalne sile (N_{Ed}), a d je spoljašnji prečnik stuba. Nosivost na pritisak ($N_{pl,Rd}$) potpuno plastifikovanog spregnutog preseka računa se izrazom:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a \cdot A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} \left[1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right] + A_s f_{sd} \quad (2.29)$$

gde su t debljina zida, a d prečnik šupljeg profila, dok su koeficijenti η_a i η_c dati u odredbi 6.7.3.2.(6) Evrokoda 4 u zavisnosti od relativne vitkosti $\bar{\lambda}$. Za centrično opterećene elemente ($e=0$) vrednosti $\eta_a = \eta_{a0}$ i $\eta_c = \eta_{c0}$ $\eta_c = \eta_{c0}$ su date preko sledećih uslovnih izraza:

$$\eta_{a0} = 0.25(3 + 2\bar{\lambda}) \leq 1.0 \quad (2.30)$$

$$\eta_{c0} = 4.9 - 18.5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2 \geq 0 \quad (2.31)$$

Triaksijalni efekti nosivosti betona unutar cevi smanjuju se sa porastom ekscentričnosti opterećenja i relativne vitkosti, što ima za posledicu ograničene vrednosti gornjih izraza.

Nosivost elemenata na aksijalni pritisak

Dokaz nosivosti elemenata na aksijalni pritisak se, kao i u slučaju elemenata od čelika, svodi na zadovoljenje sledećeg uslova:

$$N_{Ed} \leq \chi \cdot N_{pl,Rd} \quad (2.32)$$

gde je:

- N_{Ed} - proračunska vrednost aksijalne sile koja deluje na stub;
- $N_{pl,Rd}$ - nosivost spregnutog preseka prema (2.28) ili (2.29), ali sa proračunskom vrednosti granice razvlačenja konstrukcionog čelika (f_{yd}) određenom preko parcijalnog koeficijenta γ_{M1} , datog u Evrokodu 3, 6.1(1) [43];
- χ - redukcionni koeficijent za odgovarajući model izvijanja dat u Evrokodu 3 u funkciji odgovarajuće relativne vitkosti i krive izvijanja.

Na osnovu teorijskih i eksperimentalnih ispitivanja pokazalo se da krive izvijanja koje odgovaraju elementima od čelika (Evrokod 3 [43], slika 6.4) mogu koristiti i za aksijalno opterećene spregnute stubove (Evrokod 4 [46], tabela 6.5).

Relativna vitkost je, u slučaju spregnutih stubova, definisana kao:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (2.33)$$

- $N_{pl,Rk}$ - karakteristična vrednost nosivosti pri pritisku, dobijena iz (2.28) ili (2.29), ako se umesto proračunskih čvrstoća koriste karakteristične vrednosti;
- N_{cr} - kritična elastična (Ojlerova) sila za posmatrani model izvijanja, proračunata sa efektivnom krutošću na savijanje.

2.3.3. Analiza spregnutih stubova prema domaćim propisima

Standard za spregnute konstrukcije čelik-beton

Naš standard za proračun spregnutih konstrukcija SRPS U.Z1.010 1990 od kada je usvojen nije pretrpeo nikakve izmene i usaglašavanja sa drugim standardima. Bio je definisan u vrlo skromnom obimu na 29 strana, od kojih su se svega četiri stranice odnosile na stubove. Obuhvaćena je bila samo granična nosivost centrično pritisnutih stubova. Standard je bio

zasnovan na konceptu proračuna prema graničnim stanjima sa globalnim koeficijentom sigurnosti, za razliku od Evrokoda 4 koji je definisan parcijalnim koeficijentima sigurnosti. SRPS standard napušten je zbog zastarelosti u pristupu proračuna, nedovoljnog obima i neusaglašenosti sa pratećim standardima. Njegova zamena Evrokodom 4 polovinom 2012. godine bila je od izuzetne važnosti za veću praktičnu primenu spregnutih konstrukcija koje su dugo bile zapostavljene.

Pravilnik za Beton i armirani beton (PBAB)

Pravilnik BAB [58] i [59] ne obuhvata direktno spregnute stubove, ali se može uspostaviti analogija između spiralno armiranih stubova i čeličnih cevi ispunjenih betonom. Nosivost pritisnutih elemenata kružnog poprečnog preseka utegnutoj čeličnoj cevi uvećava se u odnosu na nosivost običnih AB stubova. Cev sprečava poprečne deformacije elementa koje nastaju usled *Poisson*-ovog efekta pri delovanju normalne (aksijalne) sile pritiska. Zbog toga je cev napregnuta na zatezanje, a u betonu se, osim napona pritiska u pravcu podužne ose elementa, javljaju i naponi pritiska u poprečnim (bočnim) pravcima opterećenog elementa. Iz teorije napona poznato je da se pri višeosnom naponskom stanju pritiska čvrstoća betona na pritisak (β_{ps}) uvećava u odnosu na jednoosnu čvrstoću (β_p). Uvećana čvrstoća betona može se izraziti, preko prirasta jednoosne čvrstoće betona pri pritisku usled efekta utezanja betona ($\Delta\beta_{ps}$) kao:

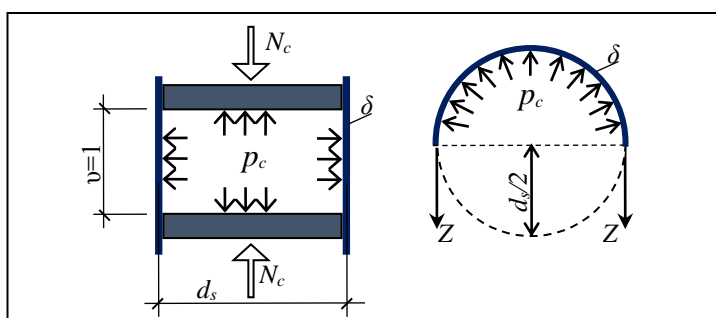
$$\beta_{ps} = \beta_p + \Delta\beta_{ps} \quad (2.34)$$

Čvrstoća betona na pritisak povećava se u direktnoj proporciji sa bočnim (radijalnim) pritiskom (σ_{ps}) i definisana je u obliku:

$$\beta_{ps} = \beta_p + 4\sigma_{ps} \quad (2.35)$$

Izrazi koji daju doprinos čelične cevi graničnoj nosivosti centrično pritisnutog elementa, izvedeni su za zatvoreni čelični cilindrični sud jedinične visine ($\nu=1$), a da se u sudu nalazi tečnost pod pritiskom (p_c), kao što je prikazano na slici 2.10. Pretpostavlja se da je debljina zida (δ) mala u odnosu na prečnik cilindra (d_s). Sila zatezanja u zidu cilindra može se sračunati po kotlovskoj formuli:

$$Z = \frac{1}{2} p_c \cdot d_s \quad (2.36)$$



Slika 2.10 Tečnost pod pritiskom u zatvorenom cilindričnom sudu [58]

Maksimalna sila zatezanja (Z), pri potpunom iskorišćenju čelika (σ_v), koju može da primi zid cilindra jedinične visine iznosi:

$$Z = \sigma_v \cdot \delta \quad (2.37)$$

Izjednačavanjem prethodna dva izraza dobija se unutrašnji pritisak u obliku:

$$p_c = 2\sigma_v \cdot \frac{\delta}{d_s} \quad (2.38)$$

i sila pritiska u pravcu ose cilindra:

$$N_c = A_b \cdot p_c \quad (2.39)$$

gde A_b predstavlja površinu betonskog dela poprečnog preseka – jezgra.

U čeličnoj cevi dešavaju se slični efekti kao u cilindričnom sudu ispunjenom tečnošću pod pritiskom. Međutim, usled unutrašnjeg trenja u betonu se, pod delovanjem sile N_c , javljaju podužne dilatacije ϵ_b , i poprečne $\mu \cdot \epsilon_b$, gde je μ *Poisson*-ov koeficijent. Zbog ovoga je bočni pritisak umanjen i iznosi $\mu \cdot p_c$.

Ako se u prethodnu jednačinu uvede uticaj *Poisson*-ovog koeficijenta dobija se izraz koji predstavlja doprinos čelične cevi nosivosti pritisnutog elementa.

$$\Delta N_{su} = \frac{1}{2\mu} A_s \cdot \sigma_v \quad (2.40)$$

Ukupna sila koju može da primi centrično pritisnuti element u stanju granične nosivosti (N_u) sastoji se od nosivosti betonskog dela preseka (N_{bsu}) i nosivosti podužne armature (N_{apu}):

$$N_u = N_{bsu} + N_{apu} \quad (2.41)$$

$$N_{bsu} = A_b \cdot \beta_{ps} \quad (2.42)$$

$$N_{apu} = A_a \cdot \sigma_v \quad (2.43)$$

Nosivost betonskog jezgra može se iz (2.42) i prema (2.34) definisati kao zbir nosivosti betonskog jezgra bez doprinosa čelične cevi (N_{bu}) i prirasta sile usled efekta utezanja betona (ΔN_{su}) kao:

$$N_{bsu} = A_b \cdot \beta_{ps} = A_b (\beta_p + \Delta\beta_{ps}) = A_b \cdot \beta_p + A_b \cdot \Delta\beta_{ps} = N_{bu} + \Delta N_{su} \quad (2.44)$$

Prirast čvrstoće betona ($\Delta\beta_{ps}$) određen je iz (2.40) i relacije $\Delta N_{su} = A_b \cdot \Delta\beta_{ps}$ kao:

$$\Delta\beta_{ps} = \frac{1}{2\mu} \frac{A_s}{A_b} \sigma_v \quad (2.45)$$

Ovaj prirast, kao što se vidi, zavisi od proizvoda površine čelika (A_s) i granice tečenja čelika cevi (σ_v). Uočava se kako povećanje površine betona (A_b) ili *Poisson*-ovog koeficijenta smanjuje vrednost povećanja čvrstoće, kao i da kvalitet betona nema uticaja na prirast nosivosti čvrstoće betona.

Ukupna granična sila koju može da primi presek iznosi:

$$N_u = A_b \cdot \beta_p + \frac{1}{2\mu} A_s \cdot \sigma_v + A_a \cdot \sigma_v \quad (2.46)$$

Kada se umesto čvrstoće betonske prizme uvede računski čvrstoća betona pri jednoaksijalnom pritisku (f_b) i ako se za *Poisson*-ov koeficijent usvoji $\mu=0.25$, s obzirom na relativno izražene deformacije, dobija se izraz za računsku graničnu silu u obliku:

$$N_u = A_b \cdot f_b + 2A_s \cdot \sigma_v + A_a \cdot \sigma_v \quad (2.47)$$

Analiza nosivosti preseka primenom preporuka iz Pravilnika za beton i armirani beton je primenljiva, iako su date preporuke izvedene iz analize spiralno armiranih stubova, što je potvrđeno i eksperimentalno-računskom analizom [22].

2.3.4. Prikaz karakterističnih istraživanja

Ojačavanje AB stubova čeličnim plaštom pojavilo se kao potreba za povećanjem seizmičke otpornosti nakon zemljotresa u Kaliforniji 1971. godine. Kod stubova betonskih mostova bilo je potrebno izvršiti ojačanja kako bi se povećala nosivost i duktilnost preseka, ali i kako bi se sprečio krti lom usled smicanja ili nedovoljne utegnutosti elementa uzengijama. Kružni i kvadratni stubovi ojačavani su kružnim, a pravougaoni eliptičnim, cilindrima od čelika. Prostor između stuba i plašta popunjava se sitnozrnim betonom.

Na stubovima od čeličnih cevi ispunjenih betonom sproveden je niz eksperimentalno-teorijskih istraživanja. Problemi koji su ispitivani obuhvatali su analizu nosivosti uz variranje određenih parametara. Analiziran je uticaj načina unosa opterećenja, visine stuba, kvaliteta čelika i betona, kao i uticaj dodatne armature u stubu, klasičnih i spiralnih uzengija. Razmatrani su i različiti oblici poprečnih preseka, granični uslovi oslanjanja, početna ekscentričnost, itd. Većina ovih eksperimenata odnosila se na stubove spregnutog preseka koji su formirani ulivanjem svežeg betona u metalnu cev, dok se relativno mali broj istraživanja odnosio na AB stubove ojačane plaštom od čelične cevi i lokalnim unosom opterećenja u stub. U radu [123] prikazan je opsežan pregled istraživanja na stubovima spregnutog čelik-beton preseka.

Dalji tekst sadrži pregled karakterističnih eksperimenata, kao i dobijenih rezultata, koji tretiraju određene parametre od kojih zavisi ponašanje spregnutih stubova formiranih od betonom ispunjenih čeličnih cevi. Dva eksperimenta [134] i [77] prikazana su detaljnije jer se odnose na problematiku ove doktorske disertacije, a poslužili su i pri definisanju njene teme.

Priestley i dr. su se u radu [100] i [101] bavili ispitivanjem kužnog i pravougaonog stuba ojačanog čeličnim plaštom za slučaj opterećenja normalnom i smičućom silom. Rezultati istraživanja pokazali su da stubovi sa ojačanjem iskazuju znatno veću duktilnost i deformacije u odnosu na AB stubove bez ojačanja.

Tsai i *Lin* [131] bavili su se povećanjem aksijalne nosivosti AB stuba ojačavanjem sa čeličnim plaštom kvadratnog, kružnog i osmougaonog oblika. Ispitivani su i stubovi ojačani podužnim karbonskim laminatima kvadratnog i osmougaonog oblika. Takođe, ispitivani su i kontrolni stubovi kako bi se uvidela efikasnost različitih metoda ojačavanja. Stubovi bez ojačanja pokazali su ne duktilno ponašanje uz lom uzorka ubrzo nakon dostizanja maksimalnog opterećenja. Uzorci ojačani čelikom pokazali su znatno povećanje nosivosti (preko dva puta) kao i izuzetnu duktilnost preseka. Stubovi ojačani karbonskim trakama imaju, takođe, uvećanu nosivost. Međutim, do loma ovih uzoraka dolazi iznenada do kojeg dolazi usled pucanja laminata ili vezivnog sloja pri visokim vrednostima dilatacija.

Bsisi [151] se u okviru disertacije bavio istraživanjem ojačanja AB stubova kvadratnog poprečnog preseka kvadratnim čeličnim cevima. Na osnovu rezultata ispitivanja formiran je računski model za određivanje potrebne debljine čeličnog plašta i procenu nosivosti ojačanog stuba pri aksijalnom opterećenju.

Sakino i *Sun* su u radu [118] predstavili rezultate ispitivanja nosivosti i deformacija AB stubova kvadratnog preseka ojačanog kvadratnom čeličnom cevi. U radu je predstavljen računski model kojim se opisuje naponsko-deformacijski dijagram betona utegnutog čeličnim plaštom. Takođe, dat je i model za proračun nosivosti ojačanog stuba pri savijanju i smicanju, kao i izraz za procenu deformacionog kapaciteta stuba sa ojačanjem.

Sezen i Miller [122] bavili su se analizom ojačavanja AB stubova kružnog poprečnog preseka pomoću: kružne čelične cevi, tkaninama na bazi staklenih i karbonskih vlakana, kao i dodavanjem betonskog omotača. Kod modela ojačanih betonom kao dodatna armatura korišćena je armaturna mreža, klasična spiralna armatura i specijalni prefabrikovani metalni kavezi (PCS). Utvrđeno je da sve pomenute metode povećavaju aksijalnu nosivost i krutost u odnosu na referentne stubove bez ojačanja. Stubovi ojačani vlaknima i mrežastom armaturom imali su slične granične sile i izraženo krti lom, dok su najveće povećanje nosivosti, krutosti i duktilnosti pokazali stubovi ojačani čeličnom cevi.

Schneider je u radu [121] prikazao rezultate ispitivanja centrično opterećenih stubova od betonom ispunjenih čeličnih cevi. Varirani su oblik čelične cevi i odnos prečnika i debljine zida (D/t). Stubovi kružnog poprečnog preseka pokazali su znatno duktilnije ponašanje u poređenju sa kvadratnim i pravougaonim presecima. Takođe, utvrđeno je kako je, kod kružnih preseka, efekat utezanja betona registrovan tek pri vrlo visokim naponskim stanjima od preko 90% od granične nosivosti, dok kod ostalih oblika nije registrovano značajnije utezanje betona.

Johansson i Gylltoft [72] ispitivali su ponašanje kratkih stubova od čelične cevi ispunjene betonom. Kako bi se ispitalo različito mehaničko ponašanje stubova ispitivane su četiri grupe uzoraka sa različitim načinom unosa opterećenja, koje su obuhvatale uzorke kod kojih je opterećenje aplicirano: samo na betonsko jezgro, samo na čelični plašt i na celokupan poprečni presek, dok su kontrolni uzorci bile prazne čelične cevi. Svi stubovi ispunjeni betonom pretrpeli su velike deformacije uz skoro potpuno održavanje nosivosti, a do gubitka stabilnosti dolazilo je usled kombinacije lokalnog izbočavanja lima i drobljenja betona.

Giakoumelis i Lam su u radu [55] prikazali rezultate eksperimentalnih istraživanja na kratkim aksijalno opterećenim stubovima od kružnih cevi ispunjenih betonom. Ispitivanja su obuhvatila analizu uticaja: čvrstoće betona, debljine zida cevi, jačinu veze između cevi i betona, kao i efekat utezanja betona. Uočeno je kako kod običnih betona nema značajnijeg smanjenja nosivosti usled narušavanje veze između čelika i betona, dok kod betona visoke čvrstoće dolazi do pada nosivosti i do 17% zbog loše povezanosti cevi i ispunje.

Sakino i dr. u radu [119] predstavili su rezultate opsežnih petogodišnjih istraživanja na betonom ispunjenim čeličnim cevima. Ispitivan je uticaj: oblika cevi, kvaliteta čelika cevi, odnos prečnika i debljine zide i pritisne čvrstoće betona. Istraživanje je obuhvatilo prikupljanje velikog broja podataka, kako bi se mogao definisati računski model za procenu granične nosivosti aksijalno pritisnutog stuba od kružne i kvadratne čelične cevi ispunjene betonom.

Ellobody i dr. [39] ispitivali su ponašanje stubova od kružne cevi ispunjene običnim i betonom visokih mehaničkih karakteristika. Za oba tipa betona utvrđena je linearna veza između pritisne čvrstoće betona i granične nosivosti stuba spregnutog preseka.

Han, Liu i Yang sprovedli su intenzivna istraživanja na čeličnim cevima ispunjenim betonom radi analize efekta utezanja betona kod lokalno opterećenih stubova. U radu [80] prikazani su rezultati eksperimentalnih ispitivanja izvršenih na uzorcima kratkih (nevitkih) stubova. Parametarska analiza je obuhvatala variranje: poprečnog preseka (kvadratni i kružni), odnosa ukupne površine betona i lokalne površine preko koje se opterećenje unosi u stub, kao i uticaj odnosa širine (ili prečnika) čelične cevi i debljine zida. U radu [81] sprovedli su slična istraživanja s tom razlikom što su na uzorcima sa obe strane zavarene čelone ploče, dok su u radu [145] analizirani stubovi od pravougaonih betonom ispunjenih čeličnih cevi opterećenih lokalno preko čelone ploče. Svaku seriju pratili su kontrolni uzorci od običnog nearmiranog betona. Izražen uticaj na ponašanje stubova spregnutog preseka, opterećenih lokalnim pritiskom, ima koeficijent kojim se opisuje odnos ukupne površine betona i lokalno

pritisnute površine, tzv. indeks nosivosti. Najveću nosivost imali su uzorci kod kojih je indeks nosivosti što niži, tj. stubovi koji su opterećeni preko što veće površine poprečnog preseka. Lokalno opterećeni stubovi pokazali su nižu nosivost kada su opterećivani preko male površine, a utvrđena je i zavisnost između nosivosti stuba i oblika lokalno pritisnute površine.

Oliveira i dr. [95] analizirali su ponašanje stubova kružnog spregnutog preseka od čelika i betona za uticaje različite pritisne čvrstoće betona i različite vitkosti. Uočeno je kako se nosivost stuba povećava sa porastom kvaliteta betona i kako nosivost opada sa rastom vitkosti.

Istraživanja profesora Vlajića

U okviru rada pod nazivom *Ispitivanje efekata sprezanja Beton-Eksmal-Čelik u slučaju centrično pritisnutih stubova* [134] razmatrana je mogućnost formiranja trodelnog spregnutog preseka. Dalji tekst sadrži prikaz pojedinosti i karakterističnih detalja pomenutog rada. Ovaj rad je poslužio kao osnova pri definisanju teme magistarskog rada [77] i ove disertacije.

Spregnuti presek sastoji se od čeličnog plašta, postojećeg betonskog stuba i ekspan-dirajućeg materijala (trgovački naziv *Eksmal*), kojim je ispunjen prostor između plašta i stuba. Da bi se stekao uvid u stvarno ponašanje ovako ojačanih stubova izvršeno je eksperimentalno ispitivanje efekata sprezanja Beton-Eksmal-Čelik za slučaj centrično pritisnutih elemenata. Cilj ovih eksperimentalnih istraživanja sastojao se u utvrđivanju ponašanja ojačanih centrično pritisnutih stubova, kao i u dobijanju neophodno potrebnih parametara za proračun ojačanja takvih stubova, sa gledišta eksploatacionog opterećenja i granične nosivosti. Istraživanje je obuhvatalo ispitivanje tri modela armiranobetonskih stubova bez plašta i ispitivanje ponašanja stuba ojačanog sa plaštom i Eksmalom u eksploatacionim uslovima, kao i ispitivanje granične nosivosti modela ojačanih AB stubova.

Srednja vrednost sile loma za kontrolne uzorke iznosila je $P_u=418kN$, dok je srednja vrednost sila loma ojačanih uzoraka iznosila $P_u=1900kN$. Sila od $P=200kN$ u srednjem preseku ojačanog stuba raspodelila se na način prikazan u tabeli 2.1.

Tabela 2.1 Preraspodela sile na delove spregnutog preseka

Deo spregnutog preseka	Sila [kN]	[%]
Betonsko jezgro stuba	63.0	31.0
Armatura stuba	8.5	4.0
Ispuna - Eksmal	84.0	41.5
Čelični plašt	47.7	23.5
Ukupno:	203.2	100

Na osnovu rezultata ispitivanja ojačanih stubova utvrđeno je da su u srednjem preseku vrednosti specifičnih deformacija u betonu i u armaturi iste. Vrednosti specifičnih dilatacija u Eksmalu potvrđuju da je ostvarena dobra veza između ispune i betona, kao i da je ostvareno kompletno angažovanje čeličnog plašta. Deformacije na čeličnom plaštu u poprečnom pravcu za uticaj eksploatacionog opterećenja kreću se u granicama koje se dobijaju na osnovu Poasonovog koeficijenta ($\mu_{exp}=0.29$).

Istraživanja u sklopu magistarskog rada autora

U sklopu magistarskog rada [77] autora ove disertacije izvršena je eksperimentalno-teorijska modelska analiza mogućnosti ojačanja centrično pritisnutih AB stubova sprežanjem sa čeličnim cevima. Za eksperimentalnu analizu razmatranog problema utvrđen je osnovni model AB stuba, a zatim je vršeno njegovo ojačavanje čeličnom cevi. Istraživanje je obuhvatilo izradu devet kratkih AB stubova raspoređenih u tri grupe od po tri uzorka. Prvu grupu od tri uzorka su činili kontrolni uzorci AB stubova bez ojačanja. Drugu grupu od tri modela činili su uzorci AB stubova koji su bili ojačani čeličnom cevi. Ojačavanje se vršilo na taj način što se betonski stub postavio unutar čelične cevi, a međuprostor između zida cevi i AB stuba popunjavao betonskom mešavinom istog kvaliteta u odnosu na marku betona AB stuba. Treću grupu uzoraka su činili modeli stubova ojačanih čeličnom cevi kao i modeli iz druge grupe, s tom razlikom što se međuprostor između cevi i AB stuba popunjavao specijalnom betonskom mešavinom visokog kvaliteta, trgovačkog naziva Polimag HK-08 sa pritiskom čvrstoćom $f_p=70MPa$ i modulom elastičnosti $E_p=32GPa$.

Ispitivani uzorci centrično pritisnutih AB stubova su kvadratnog poprečnog preseka dimenzija 10/10 cm, visine 85 cm. Izrađeni su od betona $f_{b,k}=50MPa$ $E_b=26.1GPa$, armirani podužnom armaturom $\pm 2\emptyset 5$ i uzengijama U $\emptyset 4/6(3)$. Kvalitet čelika upotrebljenog za izradu armature uzengija odgovara hladno vučenoj žici sa granicom razvlačenja $f_y=500MPa$. Za ojačavanje stuba usvojena je kružna čelična cev spoljašnjeg prečnika $D=159mm$, debljine zida $t=2mm$. Cevi su formirane postupkom hladnog valjanja i zavarivanja niskougleničnog čeličnog lima DC04 (Č0148 SU) sa granicom tečenja $f_y=220MPa$.

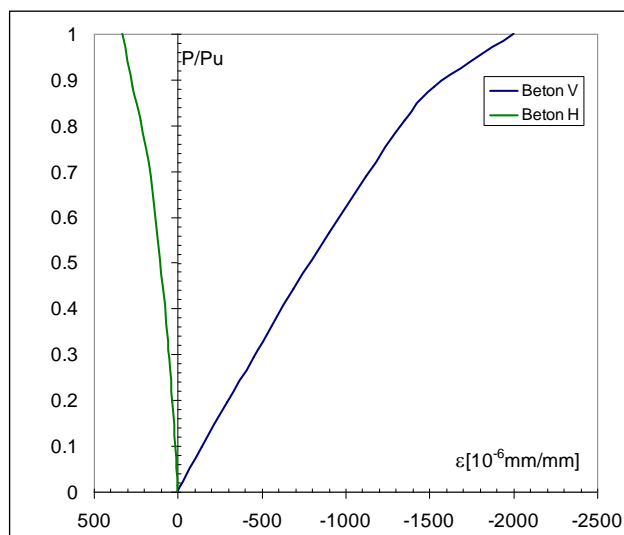
Na slici 2.11 prikazani su stubovi neposredno nakon završenog eksperimenta i jasno je moguće uočiti karakteristični način loma uzorka. Prilikom ispitivanja svih šest modela stubova spregnutog poprečnog preseka pokazali su gotovo identično ponašanje. Do loma, odnosno gubitka nosivosti, dolazilo je usled kombinacije drobljenja betona i lokalnog izbočavanja zida cevi na mestu unosa sile pri vrhu stuba.



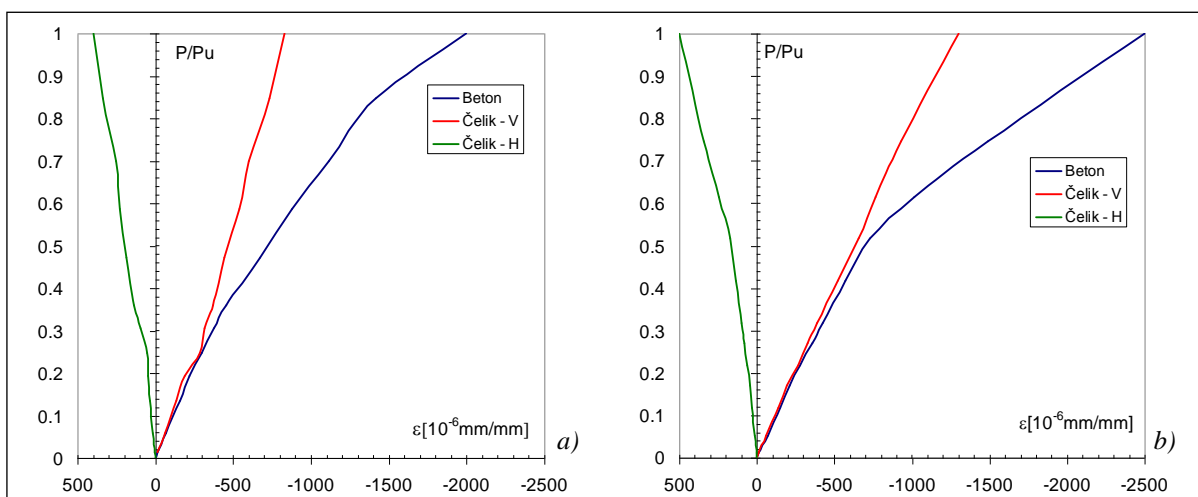
Slika 2.11 Modeli stubova neposredno nakon ispitivanja

Stubovi kontrolne grupe ponašali su se linearno sve do neposredno pred lom, što se vidi sa slike 2.12. Deformacijsko ponašanje spregnutih stubova je gotovo identično, a vrlo malo ili ni malo zavisi od kvaliteta ispune (Slika 2.13). Do nivoa opterećenja od četvrtine granične sile ostvareno je potpuno sprežanje preseka i ponašanje u skladu sa principima *Bernulijeve* hipoteze. Iznad ove granice dolazi do razilaženja vrednosti podužnih specifičnih dilatacija registrovanih na AB stubu i na čeličnom plaštu, što navodi na zaključak da je došlo

do narušavanja veze između pojedinih materijala spregnutog preseka. Upoređivanjem vrednosti specifičnih dilatacija uočeno je da stubovi spregnutog preseka imaju nešto veće deformacije, u odnosu na AB stub, što je i bilo očekivano s obzirom na veću duktilnost spregnutih preseka. Takođe, stubovi ispunjeni Polimagom u stanju su da pretrpe nešto veće deformacije u poređenju sa stubovima ispunjenim sitnozrnim betonom.



Slika 2.12 Karakteristični deformacijski odgovor stubova bez ojačanja



Slika 2.13 Deformacijski odgovor AB stuba ojačanog čeličnim plaštom i ispunom od:
a) Sitnozrnog betona,
b) Polimaga

Tabela 2.2 Preraspodela opterećenja pri eksploatacionim stanjima

P_i/N [%]	Modeli SB	Modeli SP
Čelik	22	24
Ispuna	33	37
AB stub	45	39

Ispitivanjem je utvrđeno da celokupni poprečni presek učestvuje u prijemu i prenosu opterećenja. Transfer opterećenja između pojedinih delova spregnutog preseka ostvaren je trenjem na kontaktu dva materijala. Sila na stubu se, između pojedinih delova preseka, deli

proporcionalno njihovoj deformaciji, površini i modulu elastičnosti. Angažovanje pojedinih delova spregnutog preseka analizirano je pri eksploatacionom opterećenju za presek na sredini visine stuba. Rezultati su prikazani u tabeli 2.2.

Razlika u nosivosti delova preseka direktna je posledica mehaničkih karakteristika betona kojim se ispunjavaju cevi. Ispuna sa višom pritiskom čvrstoćom i višim modulom elastičnosti preuzima na sebe i veći deo sile.

Tabela 2.3 Uporedni prikaz sila loma analiziranih stubova

<i>i</i>	Model stuba	$P_{u,i}$ [kN]			$srP_{u,i}$ [kN]	S_n [kN]	$srP_{u,1}/srP_{u,i}$
1	Kontrolni uzorci S	305	391	407	368	54.9	1.00
2	Ispuna Beton SB	888	1052	1064	1001	98.3	2.72
3	Ispuna Polimag SP	1008	1068	1052	1043	31.1	2.84

Vrednosti graničnih sila, date u tabeli 2.3, prikazuju da armiranobetonski stubovi ojačani sprežanjem sa čeličnim cevima i ispunom od Polimaga imaju, u proseku, oko 2.8 puta veću nosivost, dok stubovi sa ispunom od sitnozrnog betona imaju oko 2.7 puta veću nosivost. Detaljni rezultati istraživanja prikazani su u radu [77].

2.4. Ojačavanje stuba čeličnim L profilima

Stubovi kvadratnog ili pravougaonog poprečnog preseka ojačani kavezom od L profila i veznih limova su u suštini mogu porediti sa stubovima koji su ojačani čeličnom cevi, jer se u oba slučaja bočno širenje betona sprečava dodatnim čeličnim elementima. Na AB stubovima ojačanim čeličnim kavezom sproveden je niz eksperimentalno-teorijskih istraživanja. Problemi koji su ispitivani obuhvatali su analizu granične nosivosti i ponašanja uz variranje određenih parametara. Analiziran je uticaj načina unosa opterećenja, visine stuba, kvaliteta betona, kao i različiti oblici poprečnih preseka, graničnih uslova, itd. Eksperimentalna ispitivanja obuhvatala su analizu čisto pritisnutih stubova, stubova opterećenih normalnom silom i momentom savijanja ili ciklično opterećenih uzoraka.

Uočeno je da način na koji se sila prenosi sa AB stuba na čelični kavez zavisi od samih karakteristika kaveza (profila, limova, itd.) kao i od dodatnih povezujućih elemenata postavljenih na krajevima stuba (kapiteli ili prenosne ploče). Do gubitka nosivosti ojačanog stuba dolazi u trenutku kada kavez više nije u stanju da efikasno uteže beton. U tom slučaju mogu se desiti dva načina loma uzorka, i to: dostizanje napona tečenja u ugaonicima usled preuzimanja normalne sile u kombinaciji sa savijanjem koji je izazvano poprečnom deformacijom betona usled *Poisson*-ovog efekta, ili dostizanje napona tečenja u veznim limovima usled poprečnog širenja betona [28].

Postupak ojačavanja AB stubova čeličnim ugaonicima i poprečnim veznim limovima uspešno je primenjen pri sanaciji objekta u Nemanjinoj 7 u Beogradu, što su *Bešević* i *Vlajić* prikazali u radu [20].

Pregled karakterističnih istraživanja, kao i dobijenih rezultata, koji tretiraju određene parametre od kojih zavisi ponašanje spregnutih stubova formiranih od čeličnih ugaonika i poprečnih limova dat je u nastavku.

2.4.1. Prikaz karakterističnih istraživanja

Braga i dr. u radu [24] prikazali su analitički model za određivanje vrednosti bočnih napona pritiska kod stubova utegnutih uzengijama, poprečnim čeličnim limovima i karbon-skim trakama. Model, zasnovan na teoriji elastičnosti, razvijen za betonske preseke sa kvadratnim i kružnim uzengijama i dodatnim prečkama primenjen je na stubu oko kojeg je postavljen proizvoljni materijal (čelik, laminat, odnosno tkanina od karbonskih ili staklenih vlakana, itd.). Analitički model daje zavisnost između napona i dilatacija za pasivno utegnute elemente.

Montuori i *Pliuso* [87] analizirali su ponašanje ekscentrično opterećenih AB stubova ojačanih čeličnim ugaonicima koji su međusobno spojeni limovima. Pored uticaja čvrstoće za slučaj utegnutoг betona, analizirala je i mogućnost izvijanja podužne armature nakon odvajanja zaštitnog sloja, kao i uticaj konstruktivnog detalja veze stuba i temelja, odnosno stuba i ploče, na nosivost stuba. Za navedene parametre razvijen je i računski model. Uočeno je da se ugaonici mogu tretirati kao dodatna podužna armatura ukoliko se konstruktivnim detaljima obezbedi odgovarajući transfer opterećenja sa ploče na stub.

Badalamenti i dr. su u radu [14] predstavili analitički model kojim se može odrediti ponašanje pritisnutih elemenata kvadratnog poprečnog preseka ojačanih čeličnim ugaonicima i veznim limovima. Analiziran je uticaj poprečnih limova i ugaonika na vrednost bočnih napona pritiska, kao i na graničnu nosivost i na fenomen izvijanja. Ispitivani su slučajevi za uzorke opterećene direktno preko svih delova poprečnog preseka i uzorke opterećene samo preko betonskog dela preseka. Pomoću predloženog računskog modela moguće je odrediti vrednosti bočnih pritisaka utezanja u nivou veznih limova, kao i na delu između njih. Analitički model pokazao je dobro poklapanje sa eksperimentalnim vrednostima.

Nagaprasad i dr. [90] prikazali su rezultate ispitivanja uzoraka bez ojačanja i uzoraka ojačanih čeličnim kavezom pri konstantnom aksijalnom i rastućem cikličnom opterećenju. Uočeno je da ojačani uzorci pokazuju odlično ponašanje što se tiče otpornosti na savijanje, poprečne krutosti, disipacije energije i duktilnosti. Predloženi računski model za određivanje poprečnih napona usled utezanja betona koji su izazvani čeličnim kavezom

Gimenez i dr. su u radu [57] prikazali rezultate ispitivanja na 14 aksijalno opterećenih stubova ojačanih čeličnim kavezom od ugaonika i spojenih prečkama. Stubovi u prirodnoj veličini prethodno su bili opterećeni pre ojačavanja. Eksperimentalno istraživanje obuhvatilo je variranje nekoliko parametara, i to: rasterećenje stuba pre nanošenja ojačanja, postavljanje kapitela na mestu spoja stuba i grede, kao i uticaj vrste veziva za spajanje ugaonika i AB stuba. Uočeno je da na krajevima stuba nije ostvareno potpuno sprezanje preseka, već da se u toj zoni mogu samo javiti poprečni naponi usled utezanja betona i da se opterećenje preko kapitela direktno unosi u stub i L profile. Upotreba cementnog maltera ili epoksida kao vrste veziva nije značajnije uticala na preraspodelu opterećenja, ponašanje stuba ili granično opterećenje. Za presek na polovini visine stuba uočeno je zajednička deformacija betona i čelika, tj. ponašanje u skladu principa spregnutog preseka. Takođe, uočeno je da rasterećenje stuba pre ojačavanja poboljšava njegovo ponašanje, iako je razlika veoma mala.

Gimenez i dr. [56] prikazali su rezultate istraživanja uticaja razmaka veznih limova kojima su mestimično spojeni ugaonici. Broj limova je povećan u zonama gde se očekivao lom uzorka. Dobijeni rezultati su pokazali da se granična nosivost AB stuba ojačanog čeličnim kavezom povećava sa dodavanjem veznih limova. Povećanje nosivosti je direktna posledica povećanja poprečnih napona čime se pojačava efekat utezanja betona. Analiziran je i uticaj kada se stubovi ojačavaju nakon rasterećenja, pošto su stubovi bili prethodno opterećeni aksijalnom silom koja približno odgovara 70% njihove granične nosivosti. Čelični kavezi su izvedeni za dva slučaja, i to sa i bez kapitela kojim se povezuje sa naglavnom

gredom pri vrhu AB stuba. Kod uzoraka bez kapitela do loma je dolazilo pri krajevima stuba usled drobljenja betona i prekoračenja napona tečenja u veznim limovima. Uzorci sa kapitelima ostvarili su potpuno sprezanje preseka, uz više granične sile, a do loma je dolazilo na polovini visine stuba, usled pucanja betona i izbočavanja L profila.

Calderon i dr. [27] predstavili su računski model za određivanje granične nosivosti aksijalno opterećenog stuba ojačanog čeličnim kavezom. Model je razvijen na osnovu eksperimentalnih i numeričkih istraživanja sprovedenih na modelima u punoj veličini, za slučaj kada se opterećenje ne prenosi na kavez. Razmatrana su dva načina gubitka nosivosti ojačanog stuba. U prvom slučaju dolazi do dostizanja napona tečenja u ugaonicima, dok se u drugom slučaju naponi tečenja dostižu u veznim limovima. Rezultati proračuna su pokazali veoma dobro poklapanje sa graničnim silama određenim eksperimentalnim putem i daju znatno bolje vrednosti u poređenju sa računskom nosivošću određenom prema Evrokodu 4.

Garzon-Roca i dr. su u radovima [53] i [54] predstavili rezultate istraživanja dobijenih ojačavanjem AB stuba čeličnim kavezom, uz istovremenu primenu opterećenja normalnom silom i momentom savijanja. Ispitana je serija uzoraka, u prirodnoj veličini, koji simuliraju čvor greda-stub. Na kraj stuba, na dodiru sa gredom, montirani su kapiteli, a da bi se osigurao dobar prenos opterećenja u čvoru primenjena su dva različita rešenja: hemijski ankeri i vezivne šipke (čelična šipka koja povezuje kapitela se obe strane grede). Na osnovu rezultata eksperimentalnih ispitivanja zaključeno je da se upotrebom čeličnog kaveza povećava kako duktilnost, tako i maksimalna nosivost AB stuba, a primenom vezivnih šipki ostvaruje se veći krajnji moment savijanja.

Campione je u radu [29] analizirao nosivost i duktilnost AB stubova ojačanih čeličnim kavezom za slučaj ekscentričnog opterećenja, dok su u radu [28] analizirani aksijalno opterećeni stubovi. Predstavljeni računski modeli pri određivanju nosivosti uzimaju u obzir geometrijske i mehaničke osobine svih delova preseka, kao što su: dimenzije L profila, debljina i širina veznih limova i karakteristike betona. Rezultati proračuna predstavljeni su uz variranje pomenutih parametara, i pokazuju dosta dobro poklapanje sa eksperimentalnim vrednostima.

Belal i dr. [18] prikazali su rezultate eksperimentalnog istraživanja, kao i rezultate modeliranja konačnim elementima, na modelima stubova ojačanih čelikom. U prvom slučaju primenjen je kavez od čeličnih L profila spojenih sa veznim limovima uz variranje njihovi dimenzija i međusobnog rastojanja, u drugom slučaju sa dve naspramne strane stuba postavljeni su čelični [profili, koji su, takođe, mestimično spojeni na isti način kao i modeli sa kavezom. Kod trećeg slučaja sve četiri strane uzorka obuhvaćene su čeličnim pločama koje su postavljene celom visinom stuba. Dimenzije ojačanja su odabrane tako da površina čelika u svim slučajevima bude ista. Na osnovu rezultata eksperimenta utvrđeno je da ojačani uzorci pokazuju duktilnije ponašanje uz povećanje nosivosti. Uzorci ojačani ugaonicima i širim veznim limovima postavljenim na većem rastojanju pokazali su najveće povećanje nosivosti od oko 45%. Povećanje broja veznih limova nije značajno uticalo na povećanje granične sile.

Tarabia i *Albakry* [129] analizirali su ponašanje deset aksijalno opterećenih AB stubova ojačanih čeličnim kavezom. Analiziran je uticaj veličine L profila i razmaka veznih limova, način veze između kaveza i vrha uzorka, kao i uticaj materijala za spoj ugaonika i osnovnog AB stuba. Do loma uzoraka dolazilo je usled izvijanja čeličnih profila, nakon čega je dolazilo do sloma osnovnog betonskog stuba. Povećanje nosivosti se kretalo u granicama od 1.35 do 2.1 put, uz porast duktilnosti i preko 50%. Upotreba maltera na bazi epoksida, u poređenju sa cementnim malterom, nije pokazala značajnu razliku u nosivosti, dok je povećanje veličine profila direktno uticalo na povećanje nosivosti ojačanog stuba.

2.5. Ojačavanje stuba VV zavrtnjima

Ojačavanje stubova prednaprezanjem poprečnog preseka principijelno se može porediti sa prethodne dve metode, jer se i ovde bočno širenje betona sprečava ili ograničava. Ovaj način povećavanja pritisne čvrstoće betona naziva se još i metoda aktivnog utezanja, jer se poprečni naponi pritiska u betonu izazivaju silama preko dodatnih spoljašnjih elemenata. Aktivno utezanje AB stuba može se ostvariti pomoću kablova za prednaprezanje, pritegnutim čeličnim prstenovima ili visokovrednim zavrtnjima. U novije vreme primenjuje se i aktivno utezanje ljuski od karbonskih vlakana primenom ekspanzivnih betona [144]. Stubovi ojačani prednaprezanjem pomoću poprečno postavljenih visokovrednih zavrtnjeva predstavljaju originalno rešenje predloženo od strane prof. *Vlajića*. Povećanje nosivosti AB stubova metodama aktivnog utezanja betona je relativno složeno, zahteva specifičnu opremu i stručnu radnu snagu, i kao takvo je praktično malo primenjivano.

U nastavku je prikazano nekoliko karakterističnih istraživanja sprovedenih primenom različitih načina aktivnog utezanja. Dva eksperimentalna istraživanja izvršena na Građevinskom fakultetu u Subotici pod rukovodstvom profesora *Vlajića* prikazana su sa dosta pojedinosti i karakterističnih detalja, jer su dobijeni rezultati poslužili autoru ove disertacije u donošenju sopstvenih zaključaka i upoređenja sa rezultatima svojih istraživanja.

2.5.1. Prikaz karakterističnih istraživanja

Holmes i dr. su u radu [64] prikazali rezultate eksperimentalnih istraživanja na povećanju nosivosti betonskih cilindara pomoću pritegnutih čeličnih traka. Variran je vertikalni razmak između traka, kao i veličina sile pritezanja trake. Utvrđeno je povećanje nosivosti uzorka, ali i da veličina sile prednaprezanja nije imala značajan uticaj na čvrstoću. Smanjenje razmaka između čeličnih obruča imalo je za posledicu povećanje nosivosti uzorka, u pojedinom slučaju i za preko 50%.

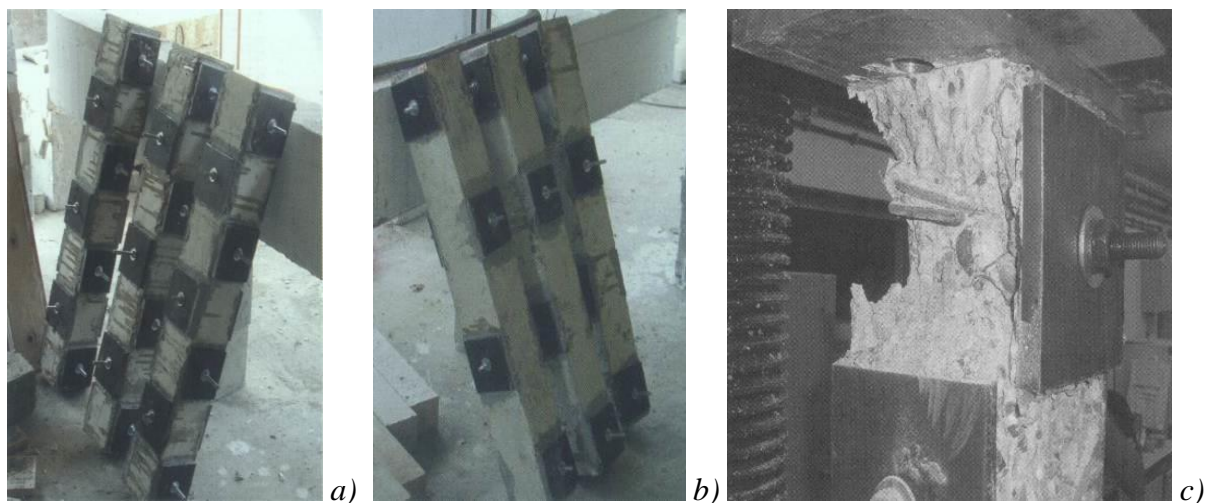
Saatcioglu i *Yalcin* [116] ispitivali su mogućnost povećanja smičuće nosivosti AB stubova poprečnim prednaprezanjem. Kablovi se postavljaju, u vidu obruča, oko stuba kružnog ili kvadratnog poprečnog preseka preko specijalnih devijatora koji omogućavaju adekvatno utezanje kablova. Modeli stubova su ispitani pri konstantnoj aksijalnoj i rastućoj horizontalnoj sili. Utvrđeno je povećanje smičuće nosivosti, izraženija otpornost na savijanje, kao i značajnije povećanje neelastične deformacije stuba.

Metodama aktivnog utezanja betona bavili su se *Xiao* i *Wu* [143] primenom ukrućenih čeličnih ploča, *Janke* i dr. [71] su AB stub ojačavali primenom karbonskih vlakana koji se, tokom postavljanja na stub, zatežu pomoću specijalne mašine. U savremene metode aktivnog utezanja betona može se svrstati upotreba memorijskih legura za ojačavanje AB stubova *Shin* i *Andrawes* [124] ili primena užadi od kompozitnih vlakana na bazi polipropilena kojima se stubovi obmotavaju, dok se utezanje vrši preko sistema zavrtnjeva *Rousakis* i *Tourtouras* [114].

Istraživanja M. Ostojića

U okviru istraživanja koja je izvršio *Ostojić* [96] izvršena je modelska eksperimentalna analiza granične nosivosti centrično pritisnutih AB ojačanih primenom visokovrednih zavrtnjeva. Stubovi su ojačavani poprečno postavljenim VV zavrtnjima koji su bili pritegnuti silom prednaprezanja. Zavrtnji su ravnomerno naizmenično raspoređeni na bočnim stranicama stuba u sedam, odnosno četiri reda, kao što se vidi na slici 2.14-a i 2.14-b. Istraživanje je pratila i grupa kontrolnih uzoraka, tj. uzoraka bez ojačanja. Modeli stubova su visine 100cm kvadratnog poprečnog preseka dimenzija 13×13cm. Izrađeni su od betona $f_{b,k}=50.3MPa$, armirani su podužno sa četiri šipke RØ8 od čelika sa granicom razvlačenja

$f_y=400MPa$ i uzengijama UØ6 na rastojanju $e=9cm$ od čelika $f_y=240MPa$. Primenjeni su visokovredni zavrtnji M12, klase čvrstoće 10.9 i dužine 240mm, pritegnuti početnom silom prednaprezanja $F_0=50kN$.



Slika 2.14 Stubovi ojačani VV zavrtnjima

U tabeli 2.4 date su vrednosti graničnih sila, njihove prosečne vrednosti, kao i veličina standardnog odstupanja. Dat je i odnos srednjih vrednosti sila uzoraka sa ojačanjem i uzoraka kontrolne grupe, kojim se kvantifikuje povećanje nosivosti. Uočava se da je povećanje nosivosti uzorka sa sedam zavrtnjeva 10%, a uzorka sa četiri zavrtnja 18%. Stubovi kontrolne grupe imali su vrlo ujednačene vrednosti graničnih sila uz minimalnu disperziju rezultata, dok su uzorci sa ojačanjima imali relativno visoko rasipanje vrednosti, što može biti posledica više faktora.

Tabela 2.4 Uporedni prikaz sila loma modela stubova

i	Model stuba	$P_{u,i}$ [kN]			$srP_{u,i}$ [kN]	S_n [kN]	$srP_{u,1}/srP_{u,i}$
1	Kontrolni uzorci	668	660	670	666	5.3	1.00
2	Uzorci ojačani sa 7 zavrtnjeva	796	728	672	732	62.1	1.10
3	Uzorci ojačani sa 4 zavrtnja	732	788	848	789	58.0	1.18

Na slici 2.14-c prikazan je karakteristični način loma modela stuba sa ojačanjima. Do loma ojačanih uzoraka obe grupe dolazilo je na sličan način. Prvo je došlo do razvoja podužnih prslina na mestima ispod pločica za prenos sile u stub, zatim je nastalo pucanje betona u zoni krajnjih zavrtnjeva, na stranicama gde nije bilo zavrtnja. U trenutku loma došlo do pucanja gornjeg ili donjeg zavrtnja, otpadanja pločica za utezanje i destrukcije kraja stuba, što se može videti na slici 2.14-c. Lom uzorka pratilo je naglo – eksplozivno oslobađanje energije karakteristično za kruti lom.

Istraživanja Z. Srđenića

Istraživanje u okviru rada *Srđenić* [127] obuhvatalo je modelsku eksperimentalnu analizu granične nosivosti centrično pritisnutih AB ojačanih pritezanjem poprečno postavljenih visokovrednih zavrtnjeva. Zavrtnji su u parovima raspoređeni na bočnim stranicama stuba u tri, odnosno četiri reda, kao što se vidi na slici 2.15. Kao i kod prethodnog istraživanja ispitana je i grupa uzoraka bez ojačanja.

Modeli stubova bili su visine 70cm kvadratnog poprečnog preseka dimenzija 10×10cm. Izrađeni su od betona $f_{b,k}=50.9MPa$, armirani su podužno sa četiri šipke Ø7.2 i

uzengijama UØ4 na rastojanju $e=8\text{cm}$ od čelika sa granicom razvlačenja $f_y=500\text{MPa}$. Utezanje preseka izvršeno je čeličnim pločicama i visokovrednim zavrtnjima M12, klase čvrstoće 10.9 i dužine 240mm, pritegnutim početnom silom prednaprezanja $F_0=50\text{kN}$.

Vrednosti graničnih sila, njihove prosečne vrednosti, kao i veličina standardnog odstupanja date su u tabeli 2.5. Prikazan je i odnos srednjih vrednosti sila uzoraka sa ojačanjem i uzoraka kontrolne grupe, radi procene uspešnosti primenjenih metoda povećanja nosivosti. Uočava se da je porast nosivosti uzorka sa tri para zavrtnjeva 19%, a uzorka sa četiri para zavrtnja 33%. Slično, kao i u prethodnom istraživanju, stubovi kontrolne grupe imali su vrlo ujednačene vrednosti graničnih sila uz minimalnu disperziju rezultata. Uzorci sa ojačanjima imali značajnije rasipanje vrednosti.

Tabela 2.5 Uporedni prikaz sila loma modela stubova

i	Model stuba	$P_{u,i}$ [kN]			$srP_{u,i}$ [kN]	S_n [kN]	$srP_{u,1}/srP_{u,i}$
1	Kontrolni uzorci	324	346	348	339	13.3	1.00
2	Uzorci ojačani sa 3 reda zavrtn.	436	380	396	404	28.8	1.19
3	Uzorci ojačani sa 4 reda zavrtn.	444	480	432	452	25.0	1.33

Na slici 2.15 prikazani su modeli stubova nakon ispitivanja. Jasno se vide karakteristični načini loma uzoraka. Loma kod obe grupe dešavao se na sličan način. Nastanak prvih prslina u betonu započinjao je neposredno u zoni krajnjih metalnih sklopova za utezanje. Dalje povećanje sile pratilo je napredovanje prslina po visini modela stuba uz pojavu i razvoj prvih pukotina i oljuskavanja zaštitnog sloja. Usled pucanja betona unutar uzengija nastala je značajna redukcija poprečnog preseka, što je dovelo do loma uzorka. Na slici se vidi kako je došlo do odvajanja betona ne delu između čeličnih pločica za utezanje, a može se uočiti i kako razmak uzengija nije bio dovoljan da se obezbedi adekvatno utezanje jezgra stuba na tom delu stuba. Ni jedan model sa ojačanjem nije imao otvaranje veze na kontaktu prenosnih pločica sa AB stubom, niti je uočeno razvlačenje ili pucanje VV zavrtnja, kao ni svlačenje navrtki.



Slika 2.15 Modeli stubova sa ojačanjem neposredno nakon ispitivanja

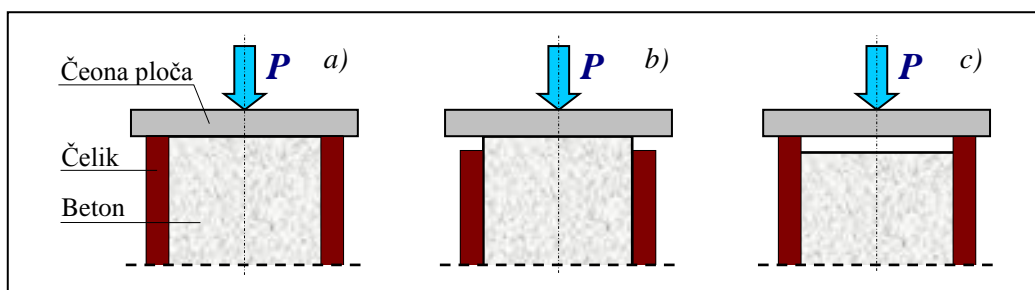
2.6. Zaključak o dosadašnjim istraživanjima

Na spregnutim stubovima od čelične cevi ispunjene betonom i stubovima ojačanim čeličnim kavezima, izvršen je znatan broj eksperimentalnih i teorijskih istraživanja. Sva ova istraživanja predstavljaju jednu vrlo obimnu bazu rezultata, podataka i iskustava u pogledu pratećih fenomena. Na osnovu zapažanja sa eksperimenata, na dosta kvalitetan način, opisano je ponašanje kratkih, nevitkih stubova opterećenih podužnom silom pritiska u pogledu deformisanja i manifestacija pri lomu. Pri tome su uočeni i najznačajniji parametri koji utiču na veličinu granične sile loma i uopšte na odgovor sistema.

Kada se radi o kratkim stubovima bez izraženog uticaja vitkosti prvenstveno se nameće pitanje njihove nosivosti. Teorija elastičnosti predstavlja osnovu za rešavanje ovog problema čije su osnovne pretpostavke date još tokom 18. veka, ali se ova teorijska rešenja odnose na stubove od idealno elastičnih, izotropnih i homogenih materijala. Usvojene idealizacije se moraju napustiti u slučaju razmatranja problema realnih stubova spregnutog (čelik-beton) preseka, s obzirom na izrazitu nelinearnost veze napona i dilatacija kod betona.

Analiza spregnutih konstrukcija od čelika i betona prema evropskim propisima za spregnute konstrukcije od čelika i betona, Evrokod 4, zasniva se na konceptu graničnih stanja nosivosti elementa i parcijalnih koeficijenata sigurnosti. Ovi propisi pored ostalog, obrađuju i čelične cevi ispunjene betonom, sa i bez podužne armature, efekat utezanja betonskog jezgra kod kružnih cevi, analiziraju nosivost stubova spregnutog preseka od više različitih materijala u plastičnoj oblasti, a moguća je i analiza lokalno opterećenih stubova [46]. Kada se uporede vrednosti sile loma dobijene eksperimentalnim putem sa vrednostima granične nosivosti određene prema Evrokodu 4 [44] uočava se da sile predviđene Evrokodom imaju vrednosti vrlo bliske eksperimentalnim. Sve ovo navodi na zaključak da je primena evropskih propisa Evrokod 4 za proračun centrično pritisnutih AB stubova ojačanih čeličnim plaštom ili kavezom moguća.

Način unošenja sile u spregnuti stub je od velikog značaja kako bi se osigurala pravilna preraspodela opterećenja. Pravilan unos opterećenja se ostvaruje bez prevelikog klizanja na kontaktu čelika i betona. Na slici 2.16 prikazane su tri različite mogućnosti unošenja sile u spregnut stub. U slučaju (a) unošenje sile se vrši preko krute ploče oslonjene i na čelični i na betonski deo stuba. U slučaju (c) celokupna sila se predaje čeličnom plaštu, dok se deo sile prenosi na beton preko sredstava za vezu, dok je u slučaju (b) obrnuto. Usled pojave tečenja betona mogu se javiti smičuće sile na kontaktu između čelika i betona, koje se proračunavaju iz razlike plastičnih presečnih sila u elementima poprečnog preseka. U slučaju (b) te sile vremenom opadaju, a u slučaju (c) rastu [26].

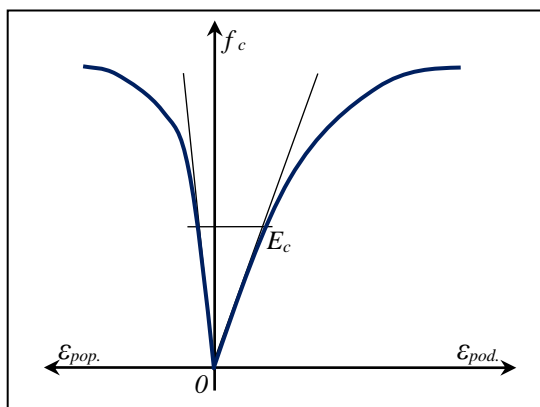


Slika 2.16 Unošenje opterećenja u spregnut stub [26]

Mehaničko ponašanje kratkih čeličnih stubova punjenih betonom u velikoj meri zavisi načina unosa sile. Na ponašanje stubova kod kojih se centrično opterećenje u stub unosi preko cele površine preseka u velikoj meri utiče razlika između vrednosti *Poisson*-ovog koeficijenta čelika cevi (μ_a) i betonskog jezgra (μ_c). U početnoj fazi nanošenja opterećenja *Poisson*-ov

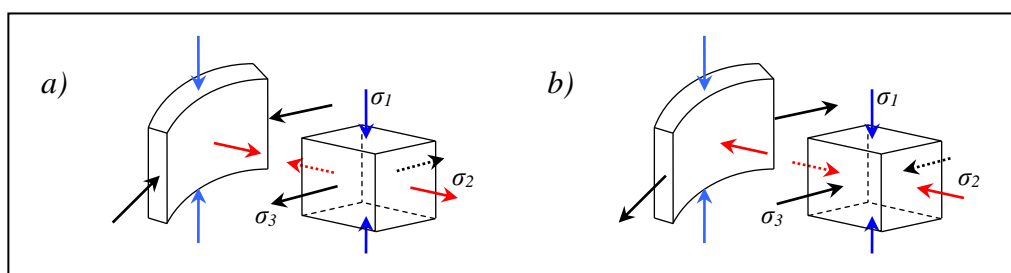
koeficijent betona je niži od čelika, što ima za posledicu da se čelična cev, u radijalnom smeru, širi brže od betonskog jezgra, a samim tim čelik ne izaziva efekat utezanja betona.

Poisson-ov koeficijent betona ima konstantnu vrednost u području radnih napona, što znači da se pri ovim vrednostima napona μ nije funkcija tih napona. Sa povećanjem napona preko granice $(0.3 \div 0.5)f_p$ dolazi do pojave zakrivljenosti dijagrama $\sigma - \varepsilon_{pop.}$, što znači da *Poisson*-ov koeficijent počinje da zavisi i od vrednosti napona (Slika 2.17). U najvećem broju slučajeva neposredno pred lom registruju se vrednosti $\mu_c = 0.4 \div 0.5$ [89].



Slika 2.17 Prikaz poprečnih i podužnih dilatacija pri aksijalnom stanju napona

Ukoliko ne dođe do pucanja veze između čelika i betona početni tangencijalni (obručni) napon u čeliku je napon pritiska, a beton se nalazi u stanju bočnog zatezanja (Slika 2.18-a). Povećanjem intenziteta opterećenja dolazi do plastifikacije pritisnutog betona usled čega bočne deformacije betonskog jezgra sustižu deformacije čelika. Uz dalje povećanje opterećenja čelična cev ograničava širenje betonskog jezgra, što dovodi do stvaranja efekta mehanizma obruča, usled čega se u čeliku javljaju naponi zatezanja u tangencijalnom pravcu (Slika 2.18-b). Pri ovim i kasnijim nivoima opterećenja u čeliku javlja dvoosno naponsko stanje, dok se betonsko jezgro se nalazi u troosnom stanju napona, što ima za posledicu povećanja jednoosne pritisne čvrstoće betona. Nosivost veze između čelika i betona nema uticaja na konstruktivno ponašanje stuba, s obzirom na to da nema relativnog pomeranja (klizanja) između betonskog jezgra i čelične cevi.



Slika 2.18 Naponska stanja u čeličnoj cevi i betonsko jezgru pri različitim nivoima opterećenja

Kada se opterećenje u stub unosi samo preko betonskog dela preseka, čelična cev izaziva efekte utezanja betona od trenutka pojave bočnih deformacija jezgra. Transfer sile sa betonskog jezgra na čeličnu cev se odvija preko kontaktnih napona na granici dva materijala, tako da se u čeliku javljaju i podužni naponi pritiska. U slučaju ovakvog unosa sile u stub moguće je ustanoviti određenu povezanost između efekata utezanja betonskog jezgra i nosivosti veze između čelika i betona.

U slučaju kada se opterećenje na stub prenosi samo preko čeličnog dela pritiska dolazi do širenja čelične cevi prema van, odnosno do udaljavanja od betonskog jezgra u radijalnom pravcu, što ima za posledicu pucanje veze na kontaktu čelika i betona, a samim time nema preraspodele aksijalne sile između čelične cevi i betonske ispune. Ovim principom se može objasniti razlog gotovo identičnog početnog ponašanja prazne čelične cevi i cevi ispunjene betonom koja je opterećena samo preko čeličnog plašta [72].

Graničnu nosivost kratkih nevitkih stubova od čeličnih cevi ispunjenih betonom prvenstveno određuje napon tečenja čelika cevi, dok su stubovi u stanju da pretrpe velike deformacije uz skoro potpuno održavanje nosivosti. Oblik globalne deformacije stuba pri lomu zavisi od načina unošenja opterećenja u stub, tj. zavisi od toga da li je stub opterećen preko celokupne površine poprečnog preseka ili je opterećen samo preko betonskog ili čeličnog dela preseka. U slučaju unosa opterećenja samo preko betona ili preko cele površine preseka do gubitka nosivosti dolazi usled kombinacije lokalnog izbočavanja i drobljenja betona, dok kod stubova kod kojih se opterećenje unosi preko čeličnog dela preseka dolazi do pojave prestenastog izbočavanja zida cevi prema napolje. Rezultati istraživanja pokazali su da stubovi sa ojačanjem imaju znatno veću nosivost i duktilnost, kao i da su u stanju da pretrpe znatno veće deformacije u odnosu na AB stubove bez ojačanja.

Kod AB stubova ojačanih ugaonicima i veznim limovima do gubitka nosivosti dolazi u trenutku kada kavez više nije u stanju da efikasno uteže beton. U tom slučaju može doći do dostizanja napona tečenja u ugaonicima usled preuzimanja normalne sile u kombinaciji sa savijanjem koji je izazvano poprečnom deformacijom betona. Takođe, naponi tečenja u veznim limovima mogu biti dostignuti usled poprečnog širenja betona.

Stubovi kod kojih se opterećenje prenosi preko cele površine poprečnog preseka, ili samo preko betona, u stanju su da pretrpe znatno više vrednosti napona pritiska prvenstveno zahvaljujući efektu utezanja betonskog jezgra čelikom.

Unošenje sile u čelični plašt, kod stubova koji su opterećeni preko jednog dela betonskog dela preseka, odvija se na dužini stuba koja je jednaka od 1.5 do 2.0 prečnika čeličnog plašta, tako da se ravnomerno angažuje kompletan trodelni presek, uz napomenu da je ova vrednost orijentaciona i da zavisi od odnosa dimenzija osnovnog AB stuba i prečnika čelične cevi [134]. Unos opterećenja na ovoj dužini opravdava pretpostavke iz EC4 za proračun plastične nosivosti poprečnog preseka, kao i samog stuba.

Osobine koje materijal za ispunu međuprostora između cevi, ili kaveza, i betonskog stuba treba da ima su: relativno visoka čvrstoća, visok modul elastičnosti, dobra ugradljivost (razlivanje), malo skupljanje i mala poroznost. Idealan materijal koji ima zahtevane osobine je samougrađujući beton uz dodatak mineralnih filera i odgovarajućih aditiva (polimera) radi redukcije veličine skupljanja očvrslog betona. Vrednost skupljanja betona kod izuzetno visokih stubova nije velika, obzirom da se gubitak vlage odvija samo preko male površine pri vrhu stuba [112].

Čak i pored velikog broja istraživanja koja su sprovedena na čeličnim stubovima od cevi kružnog poprečnog preseka ispunjenog betonom, relativno mali broj radova obrađuje problem lokalnog unosa opterećenja u stub, odnosno problem ojačavanja postojećeg armiranobetonskog stuba čeličnim plaštom. AB stubovi ojačani čeličnim kavezom nisu dovoljnu pažnju posvetili intermedijalnom sloju koji povezuje kavez i osnovni AB stub, dok je kod stubova ojačanih VV zavrtnjima nedovoljno ispitana raspodela opterećenja sa zavrtnja na prenosne pločice i osnovni stub. Zbog svega navedenog autor ovog rada se opredelio za sprovođenje sopstvenog eksperimentalno-teorijskog istraživanja ponašanja centrično pritisnutih AB stubova ojačanih sprezanjem sa čeličnim cevima i kavezima.

Realizacijom eksperimenta došlo se do značajnih podataka koji su poslužili za koncipiranje jednostavnih proračunskih modela i proračunskih postupaka pri rešavanju problema iz inženjerske prakse. Eksperimentalna istraživanja treba da budu tako koncipirana da se na osnovu prikupljenih podataka mogu realnije registrovati i opisati odgovarajući fenomeni. To između ostalog podrazumeva i veći broj uzoraka radi pouzdanije statističke analize. Od posebne je važnosti pravilno formiranje odgovarajućeg ispitnog modela, izbor opreme, kao i adekvatan način merenja i registrovanja eksperimentalnih podataka.

Prilikom koncipiranja programa eksperimentalnog istraživanja vodilo se računa o zahtevima kojima se obezbeđuje dovoljno tačna interpretacija ponašanja ispitivanih modela. Projektovana veličina modela i njihov broj predstavljaju bazu za opisivanje ponašanja centrično pritisnutih AB stubova ojačanih sa čeličnim cevima, kavezima i visokovrednim zavrtnjima u realnim uslovima. Pri tome je, važno je napomenuti, da se ne može očekivati obuhvatanje svih fenomena, a analizirana oblast predstavlja područje koje zaslužuje značajnu pažnju i dalji nastavak istraživanja.

Eksperimentalno istraživanje

3

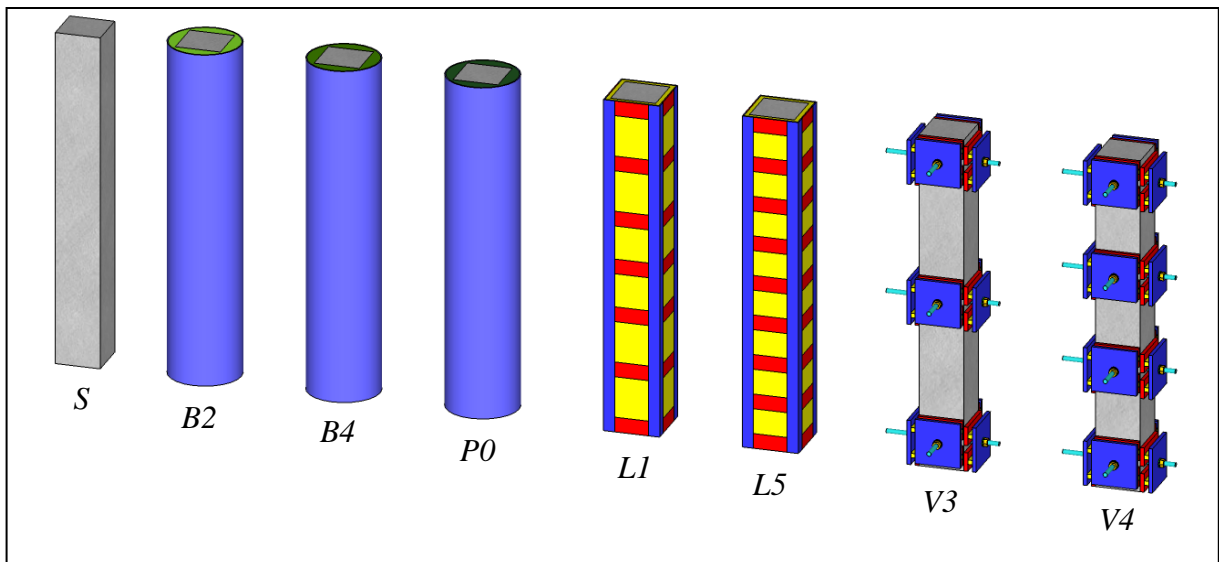
3. EKSPERIMENTALNO ISTRAŽIVANJE

3.1. Uvod

Program eksperimentalnog istraživanja je sproveden u laboratoriji za ispitivanje materijala i konstrukcija pri Katedri za konstrukcije i materijale Građevinskog fakulteta u Subotici. Istraživanjem su bili obuhvaćena i ispitivanja fizičko – mehaničkih karakteristika svih upotrebljenih materijala, kao i samo ispitivanje modela armiranobetonskih (AB) stubova i stubova spregnutog preseka. Usvajanje relevantnih parametra u ovom eksperimentu određeno je na osnovu detaljne analize problema ojačavanja, tj. sanacije AB stubova u realnim uslovima.

3.2. Opis modela

Za eksperimentalnu analizu je utvrđena osnovna šema modela AB stuba kvadratnog poprečnog preseka, a zatim je vršeno ojačavanje stuba različitim metodama. Ispitivanje se obavljalo za centrično opterećen, obostrano zglobno oslonjen štap konstantnog poprečnog preseka. Eksperimentalno istraživanje obuhvatilo je izradu 26 kratkih AB stubova raspoređenih u osam grupa. Na slici 3.1 prikazani su karakteristični modeli svake grupe stubova.

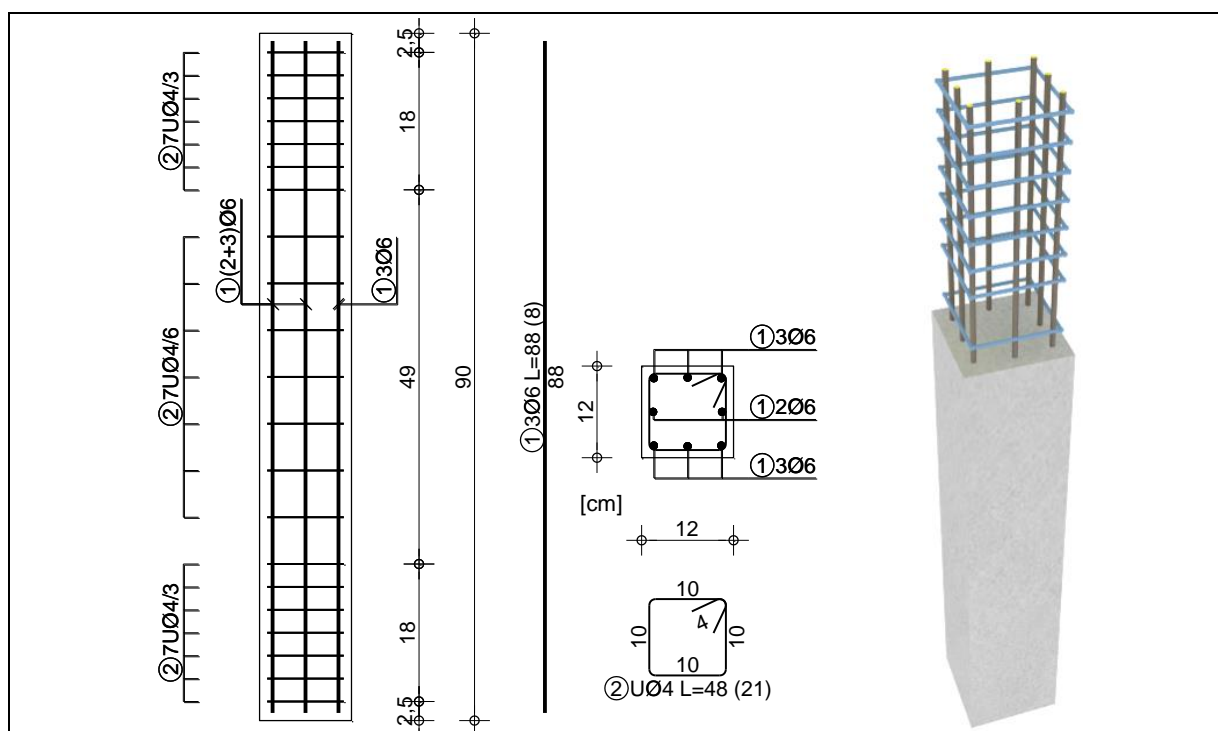


Slika 3.1 Prikaz eksperimentalnih modela stubova

Prvu grupu od pet modela činili su kontrolni uzorci AB stubova bez ojačanja, tj. etalonski uzorci (Oznaka *S*). Sledeće tri grupe od po tri modela činili su uzorci AB stubova koji su bili ojačani čeličnom cevima (Oznake *B2*, *B4* i *P0*). Naredne grupe od dva puta po tri modela činili su uzorci stubova ojačani čeličnim L profilima (Oznake *L1* i *L5*). Stubovi sedme i osme grupe ojačavani su pritezanjem poprečno postavljenim visokovrednim (VV) zavrtanjima (Oznake *V3* i *V4*). U isto vreme izrađeno je još 12 rezervnih uzoraka osnovnih AB stubova koji bi trebalo da posluže daljim istraživanjima.

3.2.1. Osnovni uzorci

Kontrolni uzorci AB stubova, tj. stubovi bez ojačanja, predstavljaju prvu grupu od pet modela. Uzorci ove grupe treba da daju uvid u uspešnost ojačavanja AB stuba ostalim metodama. Ispitivani uzorci centrično pritisnutih AB stubova su kvadratnog poprečnog preseka dimenzija $12/12\text{cm}$, visine 90cm . Izrađeni su od betona klase C35/45, glavne armature $8\text{Ø}6$ i uzengija $U\text{Ø}4/6$, odnosno $U\text{Ø}4/3$, u zoni unosa sile, kao što je to prikazano na slici 3.2. Kvalitet čelika upotrebljenog za izradu armature odgovara hladno vučenoj žici $f_y/f_u=500/560$. Za ovako usvojene dimenzije preseka površina betona iznosi $A_c=12^2=144\text{cm}^2$, dok je ukupna površina armature $A_a=2.26\text{cm}^2$. Koeficijent armiranja glavnom armaturom iznosi $\mu=1.57\%$, dok je koeficijent armiranja poprečnom armaturom (uzengijama) $\mu_u=0.24\%$. Težina gotovog modela stuba iznosi $G=31\text{ kg/kom}$.



Slika 3.2 Usvojene dimenzije modela AB stuba sa prikazom armature

Vitkost štapa

Visina stuba (sistemna dužina)

$$l = 90\text{cm},$$

Minimalni poluprečnik elipse inercije

$$i_{\min} = 0.289 \cdot 12 = 3.47\text{cm}.$$

S obzirom da su odgovarajućim načinom unosa opterećenja ostvareni konturni uslovi obostrano zglobo oslonjenog štapa, vitkost je sračunata za slučaj kada je efektivna dužina štapa (l_o) jednaka sistemoj dužini (l).

$$\lambda = \frac{l_o}{i_{\min}} = \frac{90}{3.47} = 25.9 \approx 25$$

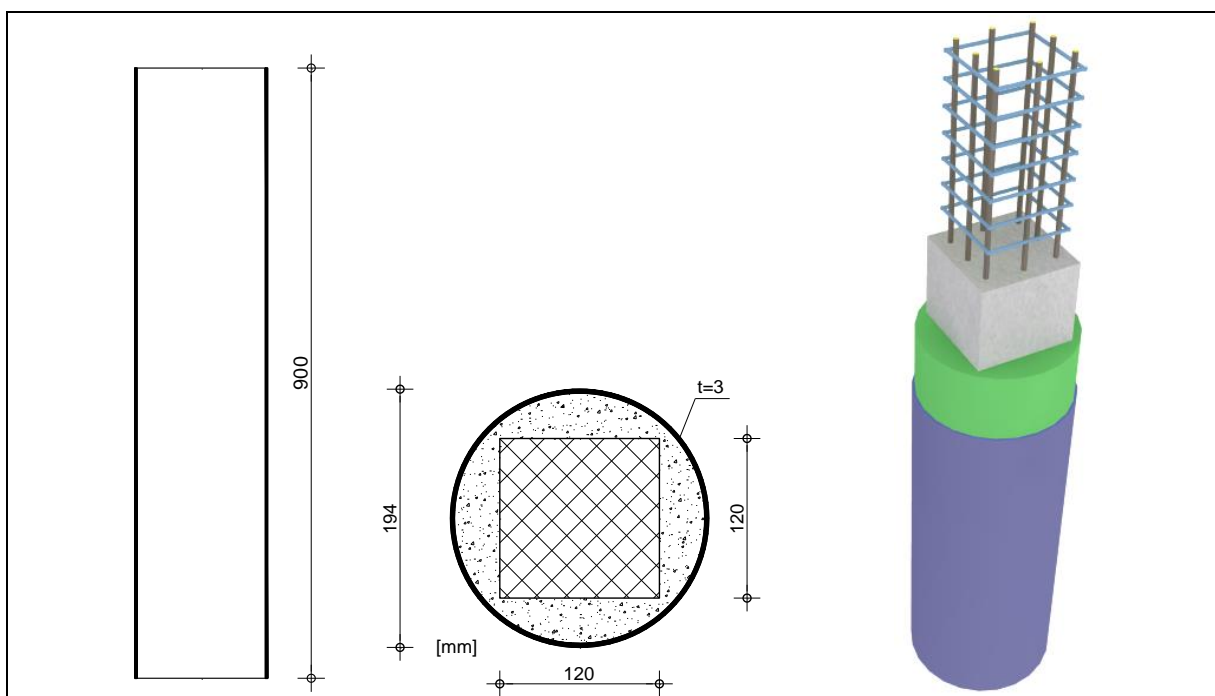
Usvojene dimenzije modela stubova odabrane su tako da vitkost nema uticaja na nosivost stuba, odnosno da provera stabilnosti usled efekta izvijanja nije potrebna.

Modeli svih preostalih grupa koji su služili za ojačavanje različitim metodama izrađeni su na identičan način kao i stubovi osnovne grupe.

3.2.2. Stubovi ojačani čeličnim cevima

AB stubovi koji se ojačavaju su po svojim karakteristikama identični kao i stubovi osnovne grupe, a ojačavanje se vršilo na taj način što se betonski stub postavio unutar čelične cevi, dok je međuprostor između zida cevi i AB stuba popunjavani sitnozrnim betonom. Kvalitet betona ispune variran je u tri različite vrednosti. Uzorci AB stubova koji su bili ojačani čeličnom cevima činili su tri grupe od po tri modela. U prvom slučaju tri uzorka su ispunjena betonom klase C20/25, što predstavlja beton koji svojom pritisnom čvrstoćom približno odgovara polovini čvrstoće betona osnovnog stuba. Druga tri uzorka ispunjena su betonom koji po svojim karakteristikama odgovara kvalitetu betona osnovnog stuba, tj. C35/45. Poslednja tri uzorka ispunjena su specijalnom betonskom mešavinom visokog kvaliteta trgovačkog naziva Polimag[®]HK-04, proizvođača HI "Prvi Maj" Čačak, koji ima pritisnu čvrstoću koja odgovara betonu klase C70/85. Ispunjavanjem čelične cevi betonom formira se konstruktivno objedinjavanje više materijala različitih osobina u jedinstveni – spregnuti presek.

Za ojačavanje AB stuba usvojena je kružna, šavna, čelična cev spoljašnjeg prečnika $D=194\text{mm}$, debljine zida $t=3\text{mm}$, površine poprečnog preseka $A_a=18.3\text{cm}^2$, jedinične težine $G=12.9\text{kg/kom}$. Cevi su formirane postupkom hladnog valjanja niskougleničnog čeličnog lima uz zavarivanje sučeonim šavom. Površina betona ispune između AB stuba i zida cevi iznosi $A_{c,F}=133.6\text{cm}^2$ čime je ukupna površina betona uvećana na $A_c=278\text{cm}^2$ što predstavlja uvećanje od 93%. Težina izbetoniranog stuba iznosi oko 70kg/kom . Na slici 3.3 prikazana je cev sa usvojenim dimenzijama, kao i poprečni presek štapa dobijen sprežanjem betonskog stuba, armature, ispune i čelične cevi.



Slika 3.3 Usvojene dimenzije čelične cevi sa prikazom preseka stuba

Odnos spoljašnjeg prečnika (D) prema debljini cevi (t) izabran je tako da budu zadovoljeni granični uslovi za kružne cevi ispunjene betonom koje propisuju: evropski standard za spregnute konstrukcije Evrokod 4 [46], američki standard za betonske konstrukcije ACI 318-11 [3], odnosno američki standard za čelične konstrukcije AISC 360-10 [9].

Vrednosti graničnih odnosa D/t prema navedenim standardima i usvojene vrednosti u eksperimentalnom istraživanju su date u tabeli 3.1.

Tabela 3.1 Usvojene i granične vrednosti odnosa D/t

Usvojen odnos	D/t	64.7
EC-4	$D/t \leq 90 \cdot (235 / f_y)$	64.7 < 96.1
ACI 318M-11	$D/t \leq \sqrt{8E_a / f_y}$	64.7 < 87.4
AISC 360-10	$D/t \leq 0.15 \cdot E_a / f_y$	64.7 < 143.2

gde su:

f_y – napon na granici tečenja čelika (220MPa);

E_a – modul elastičnosti čelika (210GPa).

Ukoliko su ovi uslovi zadovoljeni pri proračunu spregnutih stubova uticaj lokalnog izbočavanja na njihovu nosivost se može zanemariti. Nešto liberalnija vrednost odnosa D/t prema AISC standardu je posledica efekta da betonska ispunja ograničava mogućnost lokalnog izbočavanja zida cevi.

Vitkost spregnutog štapa

Moment inercije cevi

$$d_u = D - 2t = 19.4 - 2 \cdot 0.3 = 18.8 \text{ cm}$$

$$I_x = I_y = \frac{\pi}{64} (D^4 - d_u^4)$$

$$I = \frac{\pi}{64} (19.4^4 - 18.8^4) = 821 \text{ cm}^4$$

Moment inercije betonskog jezgra

$$I_x = I_y = \frac{\pi}{64} d_u^4$$

$$I = \frac{\pi}{64} 18.8^4 = 6132 \text{ cm}^4$$

Geometrijske karakteristike poprečnog preseka spregnutog čelik-beton štapa određene su programom *SCom5b* [86]. Kako ispunu cevi čine dva betona različitih mehaničkih karakteristika izvršeno je prevođenje dva modula elastičnosti u jedan ekvivalentni. Kontrola vitkosti štapa spregnutog preseka izvršena je za samo za ispunu od Polimaga, zato što taj materijal ima najviši modul elastičnosti u poređenju sa druga dva materijala ispunje, a to ima za posledicu i višu vrednost vitkosti štapa.

Ekvivalentni modul elastičnosti određen je prema izrazu:

$$E_{c,ek} = \frac{E_{c1}A_{c1} + E_{c2}A_{c2}}{A_{c1} + A_{c2}} = \frac{30.7 \cdot 144 + 36.8 \cdot 133.6}{144 + 133.6} = 33.64 \text{ GPa},$$

gde su:

E_{c1} , A_{c1} – modul elastičnosti i površina betona osnovnog stuba;

E_{c2} , A_{c2} – modul elastičnosti i površina betona ispunje.

Za uporedni modul E^* izabran je ekvivalentni modul elastičnosti betona.

MOMENTI INER. SPREG. PRESEKA (I_y Opsti presek 2 spreg. materijala: Stub-CFST

Ulaz

E _b	A _b	I _b	d _b	n _b
(kN/cm ²)	(cm ²)	(cm ⁴)	(cm)	(-)
3364	278	6132	0	1.0000

E _{so}	A _{so}	I _{so}	d _{so}	n _{so}
(kN/cm ²)	(cm ²)	(cm ⁴)	(cm)	(-)
21000	18.3	821	0	6.2426

Izlaz

Ā _b	Ī _b	y _b	Ā _s	Ī _s	y _s
(cm ²)	(cm ⁴)	(cm)	(cm ²)	(cm ⁴)	(cm)
278	6132	0.00	114	5125	0.00

E*	A*	I*	d _c *	I _b *	I _s *
(kN/cm ²)	(cm ²)	(cm ⁴)	(cm)	(cm ⁴)	(cm ⁴)
3364	392	11257	0.00	6132	5125

Minimalni poluprečnik elipse inercije iznosi

$$i_{\min}^* = \sqrt{\frac{I^*}{A^*}} = \sqrt{\frac{11257}{392}} = 5.36 \text{ cm}$$

Vitkost

$$\lambda = \frac{l_o}{i_{\min}^*} = \frac{90}{5.37} = 16.8 < 25$$

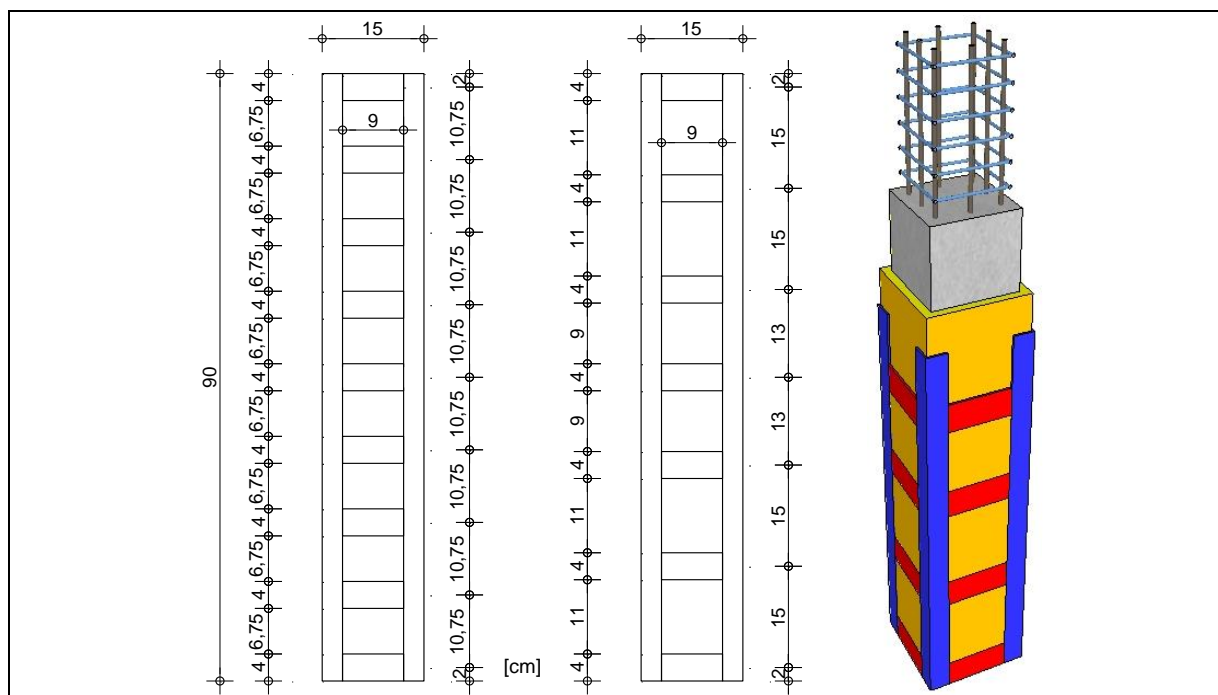
Model stuba svojim dimenzijama odgovara kratkom štapu, tako da vitkost nema uticaja na nosivost stuba i provera stabilnosti usled efekta izvijanja nije potrebna.

3.2.3. Stubovi ojačani čeličnim L profilima

Naredne dve grupe od po tri modela činili su uzorci stubova ojačani valjanim čeličnim L profilima. AB stub je ojačan pomoću četiri čelična L profila, tako što su profili postavljeni na uglovima betonskog stuba, a međusobno su mestimično spojeni horizontalnim prečkama od čeličnog lima, čime je formiran svojevrsan "kavez" oko betonskog stuba.

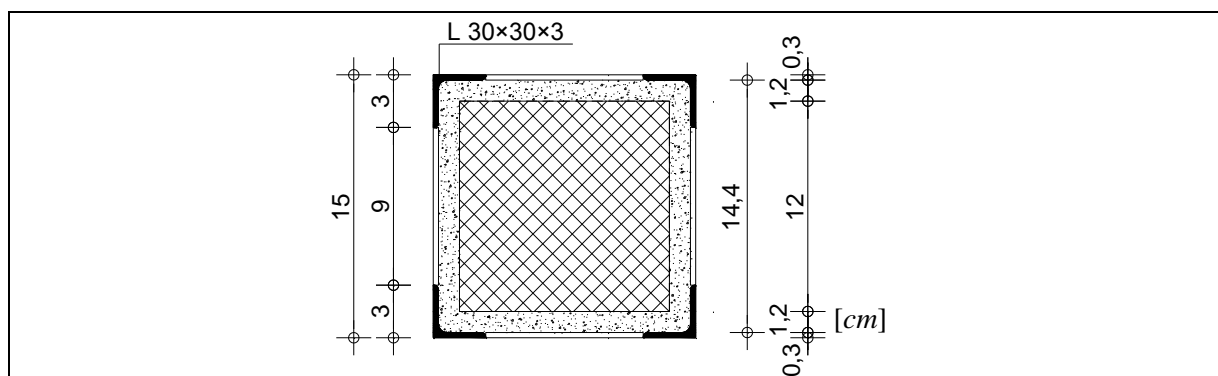
Kako bi se ostvarilo efikasno sprezanje betona i čelika prostor između kaveza i stuba popunjen je visoko kvalitetnim sitnozrnim betonom sa ekspanzivnim svojstvom. Za ispunu svih šest stubova upotrebljen je ekspandirajući, tečni, homogeni sitnozrni beton visoke mehaničke čvrstoće pod nazivom SikaGrout® 212 švajcarskog proizvođača *Sika*. Čvrstoća pri pritisku ovog materijala odgovara betonu klase C60/75.

Čelični višedelni štap složenog poprečnog preseka formiran je od četiri valjana profila L30×30×3 na međusobnom razmaku 90mm. Profili su povezani spojnim limovima 90×40×3. Vertikalni položaj horizontalnih prečki variran je za dva slučaja, kao što je prikazano na slici 3.4. Kod prva tri modela stuba ove grupe upotrebljeno je 9 spojnih limova po jednoj stranici stuba na međusobnom osnom razmaku $a=107.5\text{mm}$, dok su druga tri modela izvedena sa 7 spojnih limova po stranici stuba na razmaku $a=150\text{mm}$. Veza spojnih limova i pojasnih L profila ostvarena je zavarivanjem sučeonim 1/2V šavom. Varovi nisu dodatno obrađivani brušenjem.



Slika 3.4 Usvojene dimenzije čeličnih "kaveza" sa prikazom presjeka stuba spregnutog presjeka

Na slici 3.4 prikazan je višedelni štap složenog poprečnog presjeka sa usvojenim dimenzijama, kao i presjek štapa dobijen sprežanjem betonskog stuba, armature, ispune, čeličnih L profila i spojnih limova. Dimenzije usvojenog poprečnog presjeka stuba nakon ojačavanja prikazane su na slici 3.5. Površina poprečnog presjeka četiri jednakokraka L profila je $A_s=4 \times 1.74=6.96\text{cm}^2$ težina gotovog čeličnog "kaveza" prve serije iznosi 8 kg/kom , a druge serije 7.4 kg/kom . Površina ispune između AB stuba, L profila i veznih limova iznosi $A_{c,F}=63.1\text{cm}^2$ tako da je ukupna površina betona povećana na $A_c=207\text{cm}^2$ što predstavlja uvećanje od oko 44%. Težina izbetoniranog stuba prve serije iznosi 53kg/kom , a druge serije 51.6kg/kom .



Slika 3.5 Poprečni presjek stuba ojačanog L profilima

Vitkost spregnutog štapa

Moment inercije četiri L profila na međusobnom razmaku od 9cm

$$I = 4 \times 1.41 + 4 \times 1.74 \times 6.66^2 = 314.4\text{cm}^4$$

Moment inercije betonskog jezgra

$$I = \frac{14.4^4}{12} = 3583\text{cm}^4$$

Geometrijske karakteristike poprečnog preseka spregnutog čelik-beton štapa određene su programom *SCom5b*. Kako ispunu metalnog kaveza čine dve vrste betona različitih mehaničkih karakteristika izvršeno je prevođenje dva modula elastičnosti u jedan ekvivalentni, na isti način kao i kod modela prethodne grupe.

$$E_{c,ek} = \frac{E_{c1}A_{c1} + E_{c2}A_{c2}}{A_{c1} + A_{c2}} = \frac{30.7 \cdot 144 + 31 \cdot 63.1}{144 + 63.1} = 30.8GPa$$

Za uporedni modul E^* izabran je ekvivalentni modul elastičnosti betona.

MOMENTI INER. SPREG. PRESEKA (ly)_Opsti presek 2 spreg. materijala: L Profili+ispuna

Ulaz

Eb (kN/cm ²)	Ab (cm ²)	lb (cm ⁴)	db (cm)	nb (-)
3081	222	3583	0	1.0000
Eso (kN/cm ²)	Aso (cm ²)	lso (cm ⁴)	dso (cm)	ns0 (-)
21000	6.96	314.4	0	6.816

Izlaz

Âb (cm ²)	îb (cm ⁴)	y _b (cm)	Âs (cm ²)	îs (cm ⁴)	y _s (cm)
222	3583	0.00	47	2143	0.00
E*	A*	I*	dc*	lb*	ls*
3081	269	5726	0.00	3583	2143

Minimalni poluprečnik elipse inercije spregnutog preseka iznosi:

$$i_{\min}^* = \sqrt{\frac{I^*}{A^*}} = \sqrt{\frac{5726}{269}} = 4.61cm$$

Vitkost štapa

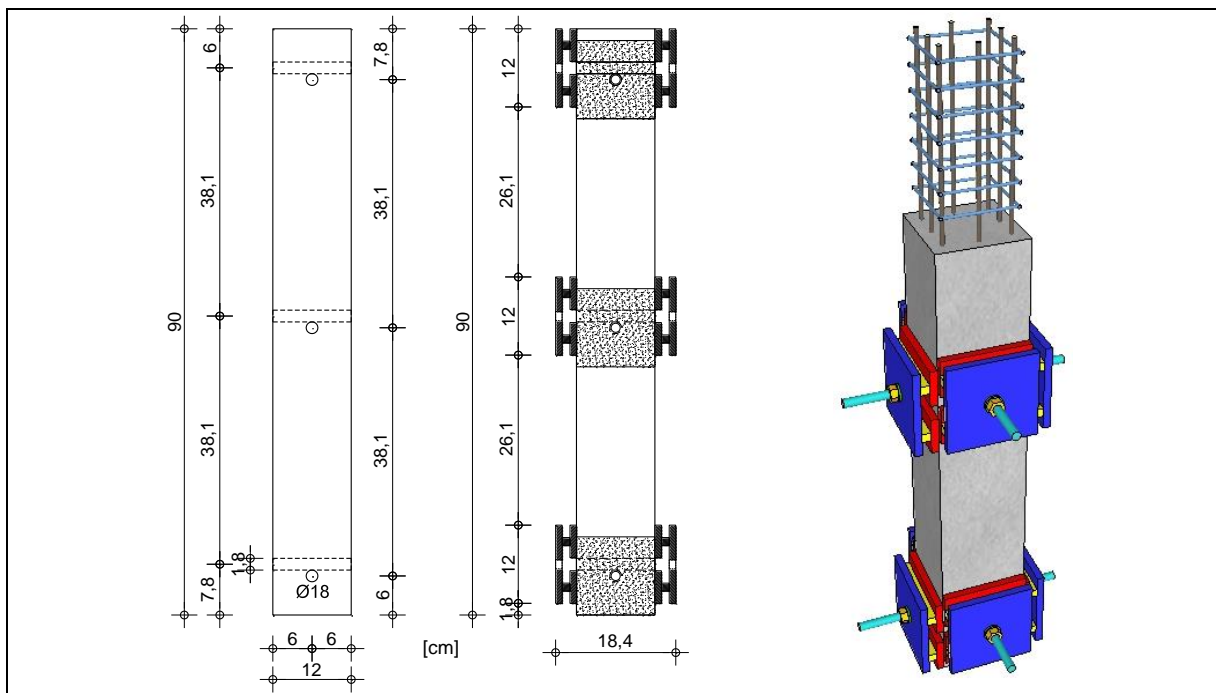
$$\lambda = \frac{l_o}{i_{\min}^*} = \frac{90}{4.58} = 19.5 < 25$$

Kao i kod prethodne grupe, model stuba svojim dimenzijama odgovara kratkom štapu, tako da vitkost nema uticaja na nosivost stuba i provera stabilnosti usled efekta izvijanja nije potrebna.

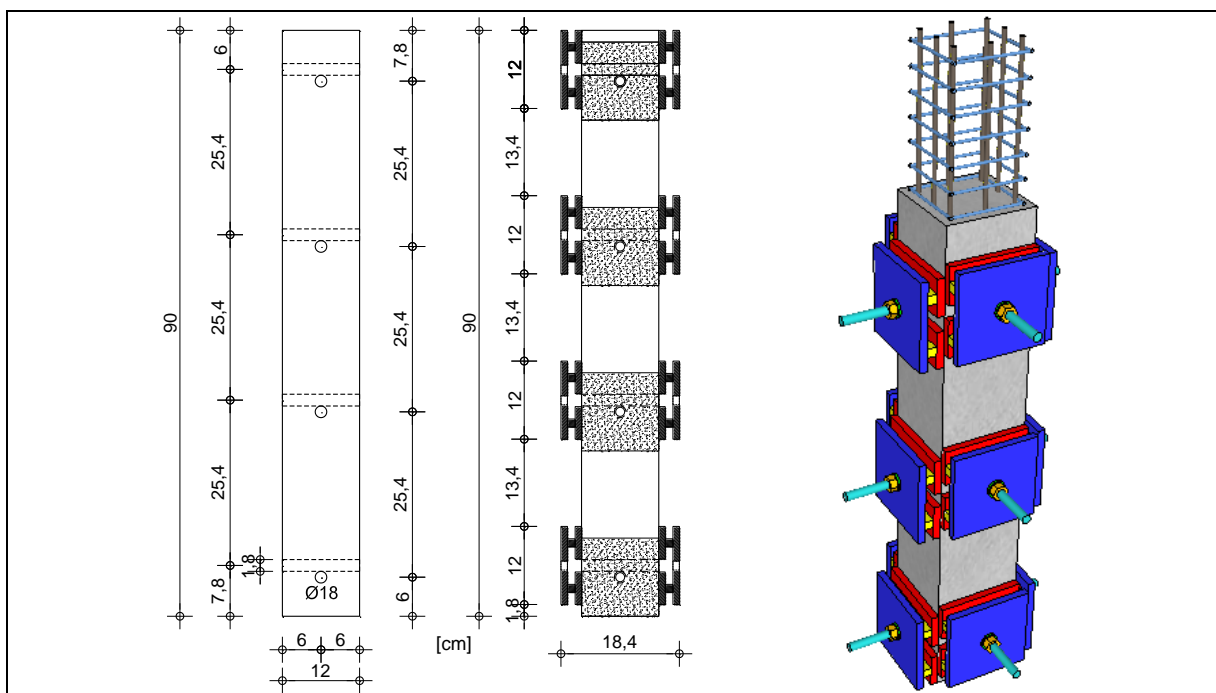
3.2.4. Stubovi ojačani VV zavrtnjima

Stubovi sedme i osme grupe ojačavani su pritezanjem poprečno postavljenim visokovrednim (VV) zavrtnjima čime je ostvareno utezanje poprečnog preseka. Svi stubovi ove grupe ojačavani su na identičan način uz variranje upotrebljenog broja zavrtnjeva. Ojačavanje je vršeno sa po tri odnosno četiri para ortogonalno postavljenih zavrtnjeva na jednom stubu i metalnim pločicama koje služe za prenos sile, a koje u isto vreme ograničavaju poprečne dilatacije stuba.

Prva tri modela stuba ojačana su sa po tri para ortogonalnih zavrtnjeva. Na slici 3.6 prikazan je stub sa usvojenim rasporedom zavrtnjeva, kao i presek kroz model stuba na kojem se vidi raspored podužne i poprečne armature.



Slika 3.6 Usvojene dimenzije modela stuba ojačanog sa 3 reda VV zavrtnjeva

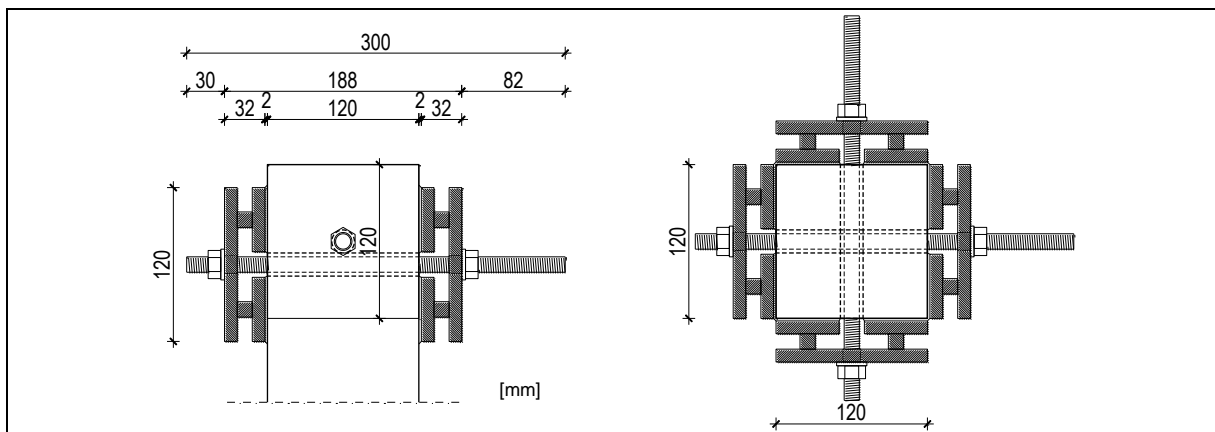


Slika 3.7 Usvojene dimenzije modela stuba ojačanog sa 4 reda VV zavrtnjeva

Druga tri modela stuba ojačana su sa po četiri para zavrtnjeva, kao što se vidi na slici 3.7. Prikazan je model stuba sa usvojenim rasporedom zavrtnjeva, kao i presek kroz stub. Zavrtnji su ravnomerno raspoređeni po visini modela, kako bi se postiglo što efikasnije utezanje celog stuba.

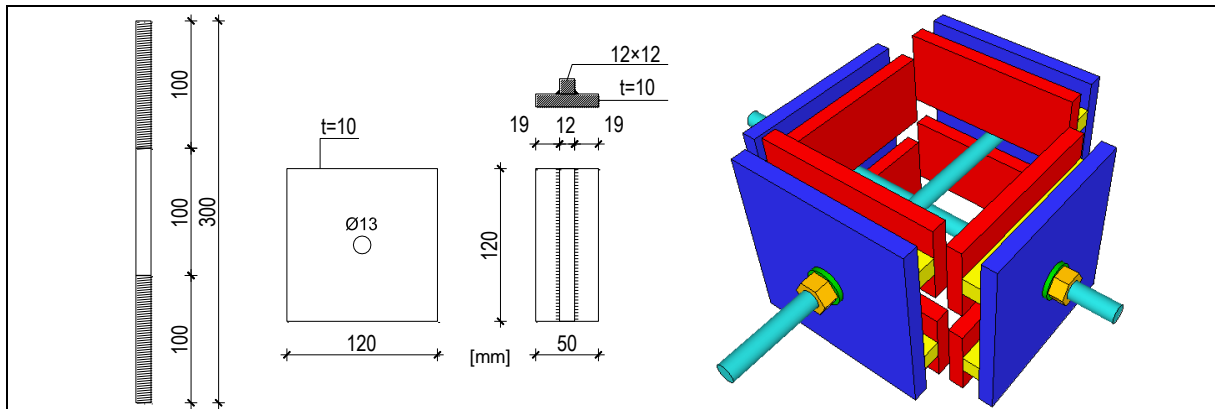
Prilikom betoniranja u oplati su ostavljene rupe $\varnothing 18$ kroz koje se postavljaju zavrtnji. Armatura na sredini stranice preseka je pomeren u stranu tako da zavrtnji tačno presecaju podužnu osu stuba. Visokovredni zavrtnji postavljeni su na mestima očekivane koncentracije napona na krajevima štapa i na polovini visine stuba. Stubovi su pripremljeni i betonirani na isti način kao i prethodna tri modela, uz jednu razliku u odnosu na broj ostavljenih rupa.

Na slici 3.8 prikazan je detalj stuba pri vrhu, tačne dimenzije, kao i prikaz stuba u pogledu od gore. Između prenosnih pločica i betona predviđen je intermedijalni sloj od 2mm.



Slika 3.8 Izgled i osnova modela stuba ojačanog VV zavrtnjima

Ojačavanje stubova je vršeno visokovrednim zavrtnjima (brezonima) M12 dužine $l=300\text{mm}$. Komplet jednog zavrtnja čine zavrtnanj, dve navrtke i dve podloške. Zavrtnji su izrađeni od čelika klase čvrstoće 10.9, navoji su utisnuti postupkom hladnog valjanja, a zatim je izvršena termička obrada radi otpuštanja zaostalih napona. Navoji dužine 100mm izvedeni su na krajevima zavrtnja, tako da je srednja trećina brezona bez navoja (Slika 3.9). Navrtke su izvedene od nelegiranog, ugljeničnog čelika, od koga se termičkom obradom u procesu proizvodnje postiže da pri najvećoj sili zatezanja u zavrtnju, sa kojim je navrtka u paru, ne dođe do smicanja navoja. Na ovaj način se obezbeđuje da se zavrtnanj može opteretiti do granice kidanja po njegovom ispitnom preseku. [139]



Slika 3.9 VV zavrtnanj, pločice za prenos sile i sklop kojim se uteže stub

Svi zavrtnji utegnuti (prednapregnuti) su aksijalnom silom od $F_p^0=50\text{kN}$. Aksijalna sila kod visokovrednih zavrtnjeva ostvaruje se na bazi svojstva elastičnosti materijala od koga su oni izrađeni. Utezanje VV zavrtnjeva vršeno je postupkom apliciranja sile pomoću posebno konstruisanog hidrauličkog uređaja. Postupak se sastoji u istezanju zavrtnja određenom silom uz "zaključavanje" zavrtnja maticom. Otpuštanjem prese zavrtnanj teži da se vrati u prvobitno stanje, pri čemu se u njemu javlja sila pritezanja. Ovakvim načinom unosa sile postiže se visoka tačnost ostvarene sile pritezanja uz eliminaciju parazitnih uticaja torzije koji bi se javili kod pritezanja zavrtnja moment-ključem [139].

Sila se sa visokovrednog zavrtnja na AB stub prenosi uz pomoć krutih čeličnih pločica. Veća pločica dimenzija $120\times 120\times 10\text{mm}$, sa otvorom $\text{Ø}13$ u sredini, prihvata silu od zavrtnja koju dalje prenosi, posredno preko kvadratnog profila $12\times 12\times 120\text{mm}$, na dve manje

pločice dimenzija $120 \times 50 \times 10 \text{ mm}$. Sklop od čeličnih pločica kojima se vrši utezanje AB stuba prikazan je na slici 3.9. Na ovaj način pokušala se izvršiti što ravnomernija preraspodela kontaktnih napona sa pločice na stub, kao i određeno povećanje dužine zavrtnja čime bi se umanjio gubitak sile pritezanja. Stubovi koji bi bili utegnuti zavrtnjima i samo većim pločicama imali bi izraženiju koncentraciju napona na mestu unosa sile, što bi imalo za posledicu umanjen efekat utezanja stuba.

Armiranobetonski elementi se, zbog nesavršenosti kako površine betona tako i geometrije uzorka, viskovrednim zavrtnjima moraju spajati isključivo posredstvom intermedijalnog sloja [139]. Osobine ovog sloja mogu imati uticaja na veličinu sile u zavrtnju, te je iz tog razloga između manjih pločica i AB stuba upotrebljen visokokvalitetni epoksidni malter Sikadur[®]31 švajcarskog proizvođača *Sika*.

Vitkost štapa

Ojačavanje stuba sistemom metalnih pločica i viskovrednih zavrtnjeva ne utiče na globalnu krutost stuba, a kako su usvojene dimenzije modela stubova identične kao dimenzije stubova osnovne grupe vitkost nema uticaja na nosivost stubova ojačanih ovom metodom.

3.2.5. Napomena o izboru dimenzija modela

Izborom dimenzija eksperimentalnog modela simulirana je "stroga sličnost" sa realnim konstrukcijama u odnosu 1:3,3. Modeliran je stub realne AB konstrukcije, bez uticaja vitkosti, dimenzija $40/40 \text{ cm}$, visine 300 cm i armiran šipkama $\pm 8 \text{ Ø}20$ i uzengijama $U \text{ Ø}10/20$ odnosno uzengijama $U \text{ Ø}10/10$ u zoni unosa sile. Ukupna površina armature iznosi $A_a = 25.13 \text{ cm}^2$ uz koeficijent armiranja glavnom armaturom $\mu = 1.57\%$, dok koeficijent armiranja poprečnom armaturom (uzengijama) iznosi $\mu_u = 0.24\%$. Stub je izrađen od betona klase C35/45. Metoda ojačavanja čeličnom cevi modelirana je za stub realne konstrukcije sa usvojenom dimenzijom spoljašnjeg prečnika cevi $D = 640 \text{ mm}$ i debljinom zida $t = 10 \text{ mm}$. Ojačavanje stubova valjanim čeličnim profilima modelirano je za stub realne konstrukcije dimenzija $a = 50 \text{ cm}$, sa usvojenim dimenzijama profila $L100 \times 100 \times 10$ i veznim limovima $\neq 300 \times 130 \times 10$. Primena VV zavrtnjeva za ojačavanje stubova modelirana je za realan AB stub dimenzija $40/40 \text{ cm}$, kod kojeg su u određenim zonama visine 40 cm izazvani bočni naponi pritiska ostvareni pritezanjem dovoljnog broja zavrtnjeva.

Posebna napomena:

Imajući u vidu da je prilikom ovoga istraživanja primenjena "stroga geometrijska sličnost" (u razmeri 1:3,3) teorijsko - eksperimentalna modelska analiza, koja se zasniva na jednakosti Hukovih brojeva i ispisivanju "jednačina projektovanja" i "jednačina predviđanja", nije vršena, već je jednostavno rađena analiza eksperimentalnih podataka kao da se radi o realnim stubovima, a ne njihovim modelima.

3.3. Izrada modela

3.3.1. Osnovni AB stubovi

Spravljanje betona i betoniranje armiranobetonskih stubova i kontrolnih uzoraka izvršeno je 17. decembra 2011.g. u laboratoriji na Građevinskom fakultetu Subotica. Kontrola količine pojedinih komponenti betonske mešavine pažljivo je vršena, a betoniranje stubova je izvršeno uz nabijanje betona metalnom šipkom u tri sloja. Svih 38 uzoraka stubova je betonirano odjednom, a svaku seriju betonske mešavine pratila je serija kontrolnih uzoraka. Ukupno je izrađeno 12 kontrolnih uzoraka i to: 6 kocki ivica 15cm, 3 prizme 10/10/40cm i 3 cilindra 15/30cm. Kontrolni uzorci kocki, prizmi i valjaka betonirani su u standardnim čeličnim kalupima, a ugrađivanje betona u kalupe vršeno je nabijanjem betona u slojevima.

Betonska mešavina za izradu svih modela i kontrolnih uzoraka je projektovana sa istim karakteristikama u pogledu granulometrijskog sastava, vrste i količine cementa kao i vodocementnog faktora. S obzirom na to da je spravljanje betona vršeno u strogo kontrolisanim uslovima nisu bile očekivane značajne razlike u karakteristikama betonskih mešavina, a takođe je za sve uzorke poštovana ista procedura za ugrađivanje i negu betona.

Betoniranje modela stubova vršeno je u drvenoj oplati koja je prethodno obložena PVC folijom, tako da nije bilo potrebe za premazivanje oplata uljem koje bi kontaminiralo površinu uzoraka namenjenih za ojačavanje. U pripremljenu oplatu prvo je usuta manja količina betona visine 1cm, što je jednako debljini zaštitnog sloja kod gotovog stuba, a zatim je postavljen armaturni koš. Položaj armature u poprečnom preseku kontrolisan je tokom ugradnje betona. Betoniranje je vršeno u horizontalnom položaju tako što je izvođen nadsloj visine oko dva centimetra. Nakon ugrađivanja i zbijanja ovaj nadsloj je uklonjen, nakon čega je izvršena je završna obrada gornje površine. Na ovaj način obezbeđena je ujednačenost betonske mešavine po celom preseku, a samim tim je izbegnuta nehomogenost u preseku s obzirom na način ugradnje betona. Na slici 3.10 prikazano je betoniranje modela stubova, kao i stubovi nakon skidanja oplata. U oplati su, kod modela koji se ojačavaju VV zavrtnjima, za armaturni koš fiksirane metalne cevi prečnika $\varnothing 18mm$, kako bi se formirali otvori za kasnije postavljanje zavrtnjeva.



Slika 3.10 Betoniranje i stubovi nakon skidanja oplata

Nakon ugrađivanja betona stubovi i uzorci su držani u uslovima visoke relativne vlažnosti i stalne temperature. Negovanje stubova i kontrolnih betonskih uzoraka obavljano je na identičan način i to polivanjem vodom, prekrivanjem mokrim papirnim džakovima i umotavanjem u najlon. Skidanje oplata sa modela i kontrolnih uzoraka izvršeno je 3 dana nakon betoniranja. Modeli stubova su iz oplata oslobođeni lako i bez ikakvih oštećenja.

Stubovi i betonski uzorci su, nakon skidanja oplate, složeni na mesto gde su negovani polivanjem vodom dva puta dnevno tokom 7 dana. Tokom, ali i nakon završetka nege svi betonski elementi bili su prekriveni PVC folijom i čuvani u laboratorijskim uslovima stalne temperature od $20\pm 2^{\circ}\text{C}$ i vlažnosti vazduha od $40\pm 5\%$ sve do ispitivanja. Slika 3.11 prikazuje sve pripremljene uzorke modela stubova, kao i sve kontrolne betonske uzorke (prizme, kocke i cilindre). Na vrhu se mogu uočiti modeli stubova kod kojih su ostavljeni otvori za prolaz visokovrednih zavrtnjeva.



Slika 3.11 Pripremljeni modeli AB stubova i kontrolni uzorci

3.3.2. Stubovi ojačani čeličnim cevima

Ispuna – Sitnozrni beton

Ojačavanje AB stubova čeličnom cevi i ispunom od sitnozrnog betona izvršeno je 552 dana nakon betoniranja osnovnih stubova (21.06.2013.g.). Svih devet čeličnih cevi namenjenih za ojačavanje AB stubova pripremljeno je na isti način tako što su prethodno bile odmašćene i očišćene od prljavštine, a zatim je na njima iscrtana mreža radi lakšeg vizuelnog praćenja deformacije stubova nakon nanošenja opterećenja. Armiranobetonski stubovi neposredno pre postavljanja unutar cevi premazani specijalnom emulzijom za povećanje adhezije starog i novog betona, trgovačkog nazivom SN Veza ČA29 proizvođača HI "Prvi maj" Čačak. Popunjavanje međuprostora između cevi i stuba vršeno je pažljivim ulivanjem betonske mešavine uz nabijanje šipkom.

Ispunom od sitnozrnog betona popunjavano je šest cevi, i to tri cevi betonom C20/25 (Ispuna 1) i tri cevi betonom C40/50 (Ispuna 2). U oba slučaja spravljen je beton tečne konzistencije koja je ostvarena je primenom superplastifikatora. Beton je spravljen od mešavine frakcionisanog agregata maksimalne veličine zrna 4mm uz težinsku kontrolu količine pojedinih komponenti sveže betonske mešavine.

Stubovi su nakon početka vezivanja betona prekriveni vakuum folijom kako bi se sprečio prekomerni gubitak vode iz betona tokom procesa očvršćavanja. Na slici 3.12 prikazani su modeli stubova nakon završenog betoniranja ispune.



Slika 3.12 Modeli stubova ispunjeni sitnozrnim betonom

Istovremeno sa betoniranjem stubova izrađeno je 34 standardna kontrolna uzorka. Od betona C20/25 izrađene su tri kocke ivica 15cm, 12 prizmi 4/4/16cm i 3 cilindra 15/30cm, dok su od betona C40/50 izrađene 2 kocke, 2 cilindra i 12 prizmi. Uzorci su ugrađivani ručnim putem uz nabijanje betona u slojevima, a nakon ugradnje uzorci su prekriveni najlonom i redovno kvašeni tokom dva dana. Kontrolni uzorci su iz kalupa izvađeni nakon dva dana, zatim su tokom 7 dana negovani polivanjem vodom, a čuvani su umotani u PVC foliju kako bi se što vernije ostvarili uslovi očvršćavanja betona u čeličnoj cevi.

Ispuna – Polimag HK-04

U trećem slučaju popunjavanje međuprostora je vršeno upotrebom specijalne dvokomponentne mešavine reparaturnog maltera tečne konzistencije pod nazivom Polimag[®]HK-04 proizvođača *Hemijska industrija "Prvi maj"* iz Čačka. Priprema Polimaga vršena je u svemu u skladu sa preporukama proizvođača u dovoljnim količinama kako bi se odjednom pripremila i upotrebila sva potrebna masa i za ugradnju u stubove i za kontrolne uzorke. Stubovi su takođe, neposredno pre postavljanja unutar cevi, premazani specijalnim preparatom za povećanje prionljivosti veze starog i novog betona, pod nazivom Polimag-Prajmer. Nanošenje premaza obavljeno je u svemu prema preporuci proizvođača. AB stubovi su unutar cevi centrirani preko štampane šeme, čime je obezbeđen precizan položaj stuba i cevi. Cevi su ispunjavane ulivanjem Polimaga u slojevima i ručnim nabijanjem dovoljno dugačkom šipkom tako da je izvršeno popunjavanje i kompaktiranje mase ispune celom visinom stuba (Slika 3.13-levo).

Ojačavanje stubova ispunom od Polimaga vršeno je 24. juna 2013.g., tj. 555 dana nakon betoniranja osnovnih AB stubova. Kao i kod prethodne dve vrste ispune istovremeno sa izradom modela vršena je i izrada odgovarajućih kontrolnih uzoraka. Izrađeno je ukupno 25 uzoraka ispune od Polimaga, od čega: 21 prizma 4/4/16cm, jedna kocka ivica 15cm, i 3 cilindra 15/30cm. Svi kontrolni uzorci su betonirani u standardnim čeličnim kalupima, a za ugrađivanje betona u kalupe je vršeno ručnim nabijanjem u tri sloja. Uzorci su iz kalupa izvađeni nakon 24 časa, a nega kontrolnih uzoraka je vršena svakodnevnim polivanjem vodom uz prekrivanje najlonom, tokom sedam dana. Na ovaj način, kao i kod stubova ispunjenih sitnozrnim betonom, pokušali su se što vernije ostvariti uslovi očvršćavanja betona unutar čelične cevi. Nije vršena nikakva posebna nega stubova nakon betoniranja. Kontrolni uzorci i modeli stubova su sve do ispitivanja čuvani u laboratorijskim uslovima stalne temperature od oko 20°C i konstantne vlažnosti vazduha od oko 40%.



Slika 3.13 Detalj ugradnje i prikaz gotovih modela stubova ispunjenih Polimagom

3.3.3. Stubovi ojačani čeličnim L profilima

Ojačavanje AB stubova čeličnim L profilima, veznim limovima i ispunom od specijalnog sitnozrnog maltera izvršeno je 623 dana nakon betoniranja osnovnih stubova (31.08.2013.g.). Svih šest čeličnih kaveza pripremljeno tako što su prethodno bili odmašćeni i očišćeni od prljavštine, a zatim su postavljene daske kao oplata za zatvaranje otvora između veznih limova. Popunjavanje prostora između AB stuba i oplata vršeno je sa ekapandirajućim, tečnim i homogenim malterom visokih mehaničkih karakteristika naziva SikaGrout®212.

Priprema SikaGrout-a vršena je u svemu u skladu sa preporukama proizvođača u dovoljnim količinama kako bi se odjednom pripremila i upotrebila sva potrebna masa i za ugradnju u stubove i za kontrolne uzorke. AB Stubovi su, neposredno pre postavljanja unutar oplata, premazani specijalnim preparatom za povećanje prionljivosti veze starog i novog betona, pod nazivom SikaLatex® (Slika 3.14-a). Priprema podloge, emulzije kao i nanošenje premaza obavljeno je u svemu prema preporuci proizvođača.



Slika 3.14 a) Priprema uzoraka premazivanjem SikaLatex emulzijom
b) Detalj ugradnje SikaGrouta

AB stubovi su unutar oplata bili centrirani preko štampane šeme, a za dno oplata bili su fiksirani pocinkovanim ekserima bez glave. Centriranje AB stuba u oplati na vrhu izvršeno

je drvenim klinovima, čime je obezbeđen precizan položaj stuba i metalnog kaveza. Oplata je ispunjavana ulivanjem maltera u slojevima i ručnim nabijanjem uz lagano kuckanje oplata sa strane kako bi se izvršilo ravnomerno razlivanje i kompaktiranje mase ispune celom visinom stuba. Na slici 3.24-*b* prikazan je detalj razlivanja SikaGrout-a po gornjoj površini stuba, a lako se uočava tečna konzistencija upotrebljenog maltera. Stubovi su nakon početka vezivanja prekriveni vakuum folijom kako bi se sprečilo prekomerni gubitak vode iz svežeg maltera. Nije vršena nikakva posebna nega uzoraka nakon betoniranja, a oslobađanje stubova iz oplata izvršeno je nakon sedam dana.

Istovremeno sa betoniranjem stubova izrađeno je 23 standardna kontrolna uzorka i to: 21 prizma 4/4/16cm, kocka ivica 15cm i cilindar 15/30cm. Uzorci su u kalupe ugrađivani ručnim putem uz nabijanje u slojevima, a nakon ugradnje kalupi su bili prekriveni najlonom. Kontrolni uzorci su iz kalupa izvađeni nakon jednog dana, a zatim su tokom 3 dana negovani polivanjem vodom. Uzorci su do ispitivanja čuvani umotani u PVC foliju kako bi se što vernije ostvarili uslovi očvršćavanja betona u oplati.



Slika 3.15 Modeli stubova nakon betoniranja ispune

Nakon betoniranja ispune stubovi su čuvani u kontrolisanim laboratorijskim uslovima konstantne temperature i vlažnosti zajedno sa modelima svih ostalih grupa. Na slici 3.25 prikazani su modeli stubova nakon betoniranja ispune, a u pozadini, sa desne strane, mogu se uočiti modeli stubova ojačani čeličnim cevima. Crveno-crni kablovi su naponsko-provodni kablovi sa mernih traka koje su postavljene na osnovnim AB stubovima pre betoniranja.

3.3.4. Stubovi ojačani VV zavrtnjima

Modeli poslednje dve grupe ojačavani su pritezanjem poprečno postavljenim viskokvrednim zavrtnjevima. Priprema AB stubova, lepljenje čeličnih pločica i postavljanje privremenih zavrtnjeva izvršeno je 2.10.2013.g. odnosno 655 dana nakon betoniranja osnovnih stubova. Svih šest stubova pripremljeno je tako što je njihova površina, na mestima naleganja pločica, obrađena brušenjem. Pripremom betona na ovakav način odstranjuje se tanki površinski sloj čime je dobijena čista i hrapava površina za nanošenje lepka na bazi epoksida. Lepak nanet na ovako pripremljenu površinu postiže znatno veću efikasnost i izdržljivost spoja. Čelične pločice 120×50mm sa zavarenim prečkama su prethodno odmašćene i očišćene od tragova korozije antirost kiselinom, a neposredno pre nanošenja epoksi lepka pločice su još jednom očišćene nitro razređivačem. Kao intermedijalni sloj za vezu između čeličnih pločica i betonskog stuba upotrebljen je dvokomponentni tiksotropni epoksidni lepak Sikadur®-31 CF Normal. Priprema lepka obavljena je prema preporukama proizvođača i u količini koju je moguće upotrebiti na vreme, kako ne bi došlo do očvršćavanja materijala pre postupka nanošenja. Kod upotrebe ovog lepka nije potrebno nanošenje prajmer

prema. Epoksi lepak nanet je na betonski stub u tankom sloju kako bi se izvršilo popunjavanje neravnina, ali i kako bi se izvršilo ravnomerno rasprostiranje lepka ispod čelične pločice nakon njenog postavljanja, kao što se vidi na slici 3.16. Sve pločice su lepljene u horizontalnom položaju.



Slika 3.16 Modeli stubova za zalepljenim pločicama

Nakon lepljenja pločica na dve naspramne strane stuba postavljene su čelične prenosne pločice (120×120mm) i privremeni zavrtnji čime je kompletiran sistem pločica za utezanje jednog zavrtnja. U ovoj fazi upotrebljeni su privremeni zavrtnji-brezoni M10 dužine 250mm, kako bi se visokovredni zavrtnji sačuvali od kontakta sa epoksidnim lepkom. Privremeni zavrtnji su pritezani ručno, tako da sklop metalnih pločica postavljenih na stub ostane na svom mestu sve dok se u potpunosti ne završi proces vezivanja i sušenja lepka.

Slika 3.17-a prikazuje kompletiran sistem koji se sastoji od četiri veće i osam manjih čeličnih pločica i jednog para privremenih zavrtnjeva sa odgovarajućim maticama i podloškama. Na istoj slici uočava se višak epoksidnog lepka koji je istisnut prilikom pritezanja zavrtnja. Modeli stubova za zalepljenim čeličnim pločicama i utegnuti privremenim zavrtnjima prikazani su na slici 3.17-b. Ovako pripremljeni stubovi čuvani su u laboratorijskim uslovima (temperatura od oko 20° C i vlažnost vazduha oko 40%) kako bi se omogućio neometan proces vezivanja epoksidnog lepka.



Slika 3.17 a) Sklop metalnih pločica pritegnut privremenim zavrtnjima,
b) Modeli stubova nakon lepljenja prenosnih pločica

Skidanje privremenih, kao i postavljanje i utezanje visokovrednih zavrtnjeva, izvršeno je osam dana nakon lepljenja pločica (10.10.2013.g.). Unošenje aksijalne sile zatezanja u zavrtnj vršeno je direktnim istezanjem zavrtnja pomoću hidrauličkog uređaja. Na ovaj način postignuta je visoka tačnost ostvarene sile pritezanja, a istovremeno zavrtnj je oslobođen parazitnih uticaja koji se javljaju prilikom pritezanja zavrtnjeva klasičnim metodama. Kada je u zavrtnju izazvana zahtevana sila, tj. kada je zavrtnj dobio potrebno izduženje, kroz poseban

prorez na hidrauličnom uređaju izvršeno je konačno uvrtnje navrtke, čime je proces unošenja sile u zavrtanj okončan. Nakon preuzimanja sile od strane zavrtnja vršeno je oslobađanje pritiska ulja na pumpi hidrauličnog uređaja i demontaža prese i vretena sa zavrtnja. Procedura pritezanja jednog zavrtnja opisanom metodom traje manje od 5 minuta.

3.4. Osobine materijala

U daljem tekstu dat je prikaz karakterističnih fizičko–mehaničkih osobina upotrebljenih materijala. Ispitivanja su obavljena su prema važećim propisima i standardima.

3.4.1. Karakteristike komponenti betonske mešavine

Agregat - Prirodni pesak, rečnog porekla (tip "Moravac"), upotrebljen je kao agregat za izradu betona ispune stubova koji su bili ojačani čeličnim cevima. Agregat je ispiran i prosejan u frakciji 0–2 [mm].

Agregat - Drobljeni kamen, eruptivnog porekla (tip "Ljubovija") separiran je u tri frakcije 0–2, 2–4, 4–8 [mm]. Modeli armiranobetonskih stubovi izrađeni su od sve tri frakcije agregata, dok su za izradu betona ispune, kod modela stubova koji su ojačani čeličnim cevima, upotrebljene samo prve dve frakcije.

Za svaku frakciju agregata uzimani su reprezentativni uzorci, a zatim su vršena ispitivanja karakteristika agregata prema važećim standardima (oznaka primenjenog standarda je data u okviru tabele). Rezultati ispitivanja karakteristika agregata, kao i granulometrijskog sastava frakcija prikazane su u tabeli 3.2. i tabeli 3.3.

Tabela 3.2 Karakteristike upotrebljenog agregata

Ispitivane karakteristike	Standard SRPS	0–2 [mm] Prirodni	0-2 [mm] Drobljeni	2–4, 4–8 [mm] Drobljeni
Zapreminska masa (Specifična masa)	ISO 7033	2615	2667	2675
Zapreminska masa u rastresitom stanju [kg/m ³]	ISO 6782	1420	1404	1680
Zapreminska masa u zbijenom stanju [kg/m ³]	ISO 6782	1578	1595	1795
Upijanje vode [%]	ISO 7033	0.87	0.20	0.39
Vlažnost [%]	B.B8.035	2.64	0.92	0.87
Oblik zrna po Fery-u	B.B8.049	–	–	0.42
Sadržaj sitnih čestica (manjih od 0.09mm) [%]	B.B8.036	1.10	0.67	0.12

Tabela 3.3 Granulometrijski sastav frakcija prema standardu SRPS B.B8.029


Prolaz u [%] kroz sito [mm]	Ostatak	0.075	0.1	0.2	0.5	1.0	2.0	4.0	8	Σ
0-2 Prirodni	0.81	0.29	4.49	62.25	9.37	7.87	13.44	1.48	0.00	100
0-2 Drobljeni	0.5	0.17	3.2	28	36.7	16.98	14.2	0.25	0.00	100
2–4	0.11	0.01	0.04	0.01	0.03	6.20	93.42	0.18	0.00	100
4-8	0.1	0.02	0.01	0.10	0.50	1.50	2.27	94.3	1.2	300

Na osnovu rezultata fizičko mehaničkih karakteristika zaključuje se da ispitivani agregati zadovoljavaju uslove koje treba da ispuni agregat za spravljanje betona.

Cement


Za spravljanje betonske mešavine za betoniranje eksperimentalnih modela stubova, kao i ispunje od sitnozrnog betona čvrstoće C40/50 korišćen je cement proizvođača *LaFarge – Beočinska fabrika cementa*, pod trgovačkim nazivom Beočin PROFI® sa oznakom PC 20M (S-L)42.5R prema standardu SRPS B.C1.011:2001 ili sa oznakom CEM II/A-M (S-L)42.5R prema standardu EN 197-1:2000. Cement po svome sastavu sadrži 80-94% portland-cementnog klinkera, 6÷20% mešanog dodatka granulisanе zgure i krečnjaka i 0-5% gipsa i mineralnih punila. Fizičko–mehaničke karakteristike cementa prikazane su u tabeli 3.4.

Tabela 3.4 Karakteristike upotrebljenog cementa prema prospektu proizvođača

	Fizičko – mehaničke karakteristike	SRPS	Vrednost
	Specifična masa [kg/m ³]	B.C8.023	3040
	Specifična površina zrna (po Blaine-u) [cm ² /g]	EN 196-6	5080
	Finoća mliva (prolaz kroz sito 0.09mm) [%]	EN 196-6	3.20
	Voda za standardnu konzistenciju [%]	EN 196-3	27.4
	Početak vezivanja [min]	EN 196-3	230'
	Završetak vezivanja [min]	EN 196-3	310'
	Stalnost zapremine [da/ne]	EN 196-3	da
	Čvrstoća na pritisak (2dana) [MPa]	EN 196-1	27.4
	Čvrstoća na pritisak (28dana) [MPa]	EN 196-1	52.7

Spravljanje betonske mešavine za betoniranje modela stubova ojačanih čeličnim cevima sa ispunom od sitnozrnog betona pritisne čvrstoće C20/25 vršeno je cementom proizvođača *LaFarge*, trgovačkog naziva Beočin STANDARD® sa oznakom PC 35M (S-L)32.5R odnosno CEM II/B-M (S-L)32.5R. Cement sastavu sadrži 65-79% portland-cementnog klinkera, 21÷35% mešanog dodatka letećeg pepela i krečnjaka i 0-5% gipsa i mineralnih punila. Fizičko–mehaničke karakteristike cementa prikazane su u tabeli 3.5.

Tabela 3.5 Karakteristike upotrebljenog cementa prema prospektu proizvođača

	Fizičko – mehaničke karakteristike	SRPS	Vrednost
	Specifična masa [kg/m ³]	B.C8.023	2920
	Specifična površina zrna (po Blaine-u) [cm ² /g]	EN 196-6	4640
	Finoća mliva (prolaz kroz sito 0.09mm) [%]	EN 196-6	2.80
	Voda za standardnu konzistenciju [%]	EN 196-3	29.0
	Početak vezivanja [min]	EN 196-3	230'
	Završetak vezivanja [min]	EN 196-3	290'
	Stalnost zapremine [da/ne]	EN 196-3	da
	Čvrstoća na pritisak (2dana) [MPa]	EN 196-1	13.1
	Čvrstoća na pritisak (28dana) [MPa]	EN 196-1	34.9

Nakon ispitivanja osnovnih svojstava predmetnog cementa, prema odgovarajućim standardima može se zaključiti da upotrebljeni cementi odgovaraju deklarisanom tipu i klasi.

Voda

Za spravljanje betonskih mešavina za izradu modela AB stubova, betoniranje ispune i kontrolnih uzoraka, kao i negovanje očvrstlog betona upotrebljena je voda iz gradskog vodovoda koja se koristi za piće, i kao takva nije posebno ispitivana.

Aditiv – Plastifikator

Za izradu sitnozrnog betona kojim su ispunjavane cevi kod modela stubova ojačanih čeličnim cevima upotrebljen je superplastifikator na bazi modifikovanih polikarboksilata za betone sa produženom ugradljivošću pod nazivom SikaViscoCrete®3800 švajcarskog proizvođača *Sika*. Primenom plastifikatora obezbeđena je optimizacija izrade betona, čime se uz visok kvalitet betona, postižu i odlična svojstva koja se odnose na trajnost, ranu čvrstoću, čvrstoću pri pritisku i vrhunske mehaničke karakteristike.

Projekat betonske mešavine

Betonske mešavine su u potpunosti projektovane prema opštim načelima za projektovanje betonskih mešavina kategorije betona BII [89]. Dat je detaljan prikaz učešća pojedinih komponenti u betonskoj mešavini, a sve sveže betonske mešavine spravljanje su u laboratoriji prema datoj specifikaciji. Ukupno je pripremljeno tri vrste betona i to:

1. Beton **C35/45** – Beton osnovnih modela AB stubova;
2. Beton **C20/25** – Ispuna 1 – Beton ispune kod modela stubova ojačanih čeličnim cevima;
3. Beton **C40/50** – Ispuna 2 – Beton ispune kod modela stubova ojačanih čeličnim cevima.

Na osnovu zahtevane klase betona, usvojena je zahtevana laboratorijska čvrstoća betona za koju su određena učešća pojedinih komponenti.

U betonskoj mešavini upotrebljene su tri vrste agregata i to: prirodni pesak, drobljeni pesak i drobljeni kamen. Korišćene su frakcije 0–2, 2–4, 4–8 [mm].

Masa vode određena je na osnovu zahtevane konzistencije sveže betonske mešavine i u odnosu na vrstu agregata i maksimalnu veličinu zrna agregata. Ukupna masa vode je korigovana u odnosu na vlažnost agregata, ali i u odnosu na masu upotrebljenog superplastifikatora.

Masa cementa određena je na osnovu usvojene količine vode i vodocementnog faktora w_c . Vrednost vodocementnog faktora zavisi od zahtevane laboratorijske čvrstoće betona i od vrste, odnosno klase upotrebljenog cementa.

Masa agregata određena je na osnovu uslova o jediničnoj zapremini sveže betonske mešavine koja je data preko zapremine pora (uvučenog ili zaostalog vazduha) i sume zapremine pojedinih komponenti. Procenat zapremine pora je, za mehaničko ugrađivanje betona, usvojen u preporučenoj vrednosti od 2%. Raspored ukupne količine agregata na pojedine frakcije izvršen je u skladu sa predloženim granulometrijskim krivama prema [89]

Učešće mase pojedinih frakcija u ukupnoj masi agregata je određeno na osnovu ranije određenih specifičnih masa pojedinih frakcija agregata. Masa agregata pojedinih frakcija je korigovana (uvećana) s obzirom na prirodnu vlažnost agregata.

Tečna konzistencija betonske mešavine, kojom su ispunjavane čelične cevi, ostvarena je primenom superplastifikatora u količini od 0.33% u odnosu na količinu cementa u masi svežeg betona. Ova količina izabrana je prema preporuci proizvođača plastifikatora, za proizvodnju tečnih i samorazlivajućih betona.

Računska masa betona u svežem stanju ($\gamma_{b,sv}$) određena je kao suma masa pojedinih komponenti betonske mešavine.

Za betoniranje osnovnih stubova, kao i za betoniranje ispune kod modela sa čeličnim cevima bilo je potrebno ukupno tri različite vrste betonske mešavine, što je, raspoređeno na pojedine komponente, prikazano u tabelama 3.7÷3.9. U tabelama su prikazani još i računski vrednost mase betona u svežem stanju, kao i vrednost vodocementnog faktora.

Tabela 3.6 Sastav betona modela AB stubova

Količine za 1 m ³ [kg]	
Voda	250
Cement PROFI	443
Agregat 0-2 - Drobljeni	466
Agregat 2-4 - Drobljeni	522
Agregat 4-8 - Drobljeni	576
Plastifikator	–
Masa svežeg betona $\gamma_{b,sv}$	2257
Vodocementni faktor w_c	0.56




Tabela 3.7 Sastav betona ispune C20/25 – Ispuna 1

Količine za 1 m ³ [kg]	
Voda	278
Cement STANDARD	394
Agregat 0-2 - Rečni	419
Agregat 0-2 - Drobljeni	419
Agregat 2-4 - Drobljeni	747
Plastifikator	1.35
Masa svežeg betona $\gamma_{b,sv}$	2257.2
Vodocementni faktor w_c	0.70





Tabela 3.8 Sastav betona ispune C40/50 – Ispuna 2

Količine za 1 m ³ [kg]	
Voda	270
Cement PROFI	547
Agregat 0-2 - Rečni	392
Agregat 0-2 - Drobljeni	392
Agregat 2-4 - Drobljeni	682
Plastifikator	1.76
Masa svežeg betona $\gamma_{b,sv}$	2283.3
Vodocementni faktor w_c	0.49



Konzistencija sveže betonske mešavine kontrolisana je za svaku mešavinu neposredno pre ugrađivanja tako što je registrovano sleganje konusa. Prema standardu SRPS ISO 4103 i 4109, na osnovu izmerenog sleganja, sveža betonska mešavina je svrstana u odgovarajuću klasu. Beton od kojeg su izrađeni stubovi imao je sleganje u granicama 100-150mm što ga je svrstalo u klasu S3. Obe betonske mešavine koje su služile kao ispuna prema navedenim standardima svrstane su u klasu S4, koju karakteriše sleganje veće od 160mm. Visoka klasa sleganja kod betonskih mešavina ispune zahtevana je iz razloga lakše ugradnje ulivanjem svežeg betona u prostor između AB stuba i cevi.

3.4.2. Karakteristike betona stubova

Prilikom ispitivanja fizičko-mehaničkih karakteristika betona stubova utvrđene su karakteristične vrednosti za: zapreminsku masu u svežem i očvrsлом stanju, upijanje vode, čvrstoću pri pritisku, čvrstoću na zatezanje pri cepanju (tzv. brazilski ogled), čvrstoću na zatezanje pri savijanju, radni dijagram betona, statički i dinamički modul elastičnosti. Utvrđivanje mehaničkih karakteristika na kontrolnim betonskim uzorcima vršeno je hidrauličnom presom kapaciteta 2000kN, sa tačnošću od 4kN. Sva ispitivanja kontrolnih betonskih uzoraka sprovedena su prema trenutno važećim standardima. Statistički obrađeni podaci dobijeni ispitivanjem betonskih uzoraka prikazani u tabeli 3.9. određeni su pri starosti uzoraka od oko 2 godine (724 dana). Ispitivanje kontrolnih uzoraka je izvršeno dan nakon ispitivanja modela stubova, kako bi se dobili što tačniji podaci o karakteristikama betona od kojeg su izrađeni AB stubovi.

Tabela 3.9 Fizičko–mehaničke karakteristike betona AB stubova

Merene karakteristike – Srednje vrednosti		
Zapreminska masa u svežem stanju	$\gamma_{b,sv}$ [kg/m ³]	2268.3
Zapreminska masa u očvrsлом stanju	$\gamma_{b,očv}$ [kg/m ³]	2229.2
Upijanje vode	U_v [%]	4.71
Otvorena poroznost	po [%]	10.42
Čvrstoća na pritisak (Kocka 15×15×15cm)	$f_{b,k}$ [MPa]	50.7
Čvrstoća na pritisak (Cilindar 15×30cm)	$f_{b,c}$ [MPa]	38.6
Čvrstoća na zatezanje pri savijanju (Prizma 10×10×40cm)	$f_{z,s}$ [MPa]	7.41
Čvrstoća na zatezanje pri cepanju (Kocka 15×15×15cm)	$f_{z,c}$ [MPa]	2.29
Duktilnost	$f_{z,s}/f_{b,k}$	0.15
Statički modul elastičnosti	$E_{b,st}$ [GPa]	27.4
Poisson-ov koeficijent	μ [-]	0.16
Brzina ultrazvuka	v [m/s]	4113
Dinamički modul elastičnosti	$E_{b,din}$ [GPa]	38.45
Odnos modula elastičnosti	$E_{b,din} / E_{b,st}$	1.40

U cilju određivanja zapreminske mase betona u svežem stanju merena je masa praznih i masa punih kalupa nakon ugradnje betona. Zapreminska masa betona u očvrsлом stanju određena je merenjem masa tri uzorka oblika kocke ivica kocke 15cm i tri uzorka oblika valjka Ø15×30cm. Izmerene su vrednosti masa očvrslih uzoraka betona u prirodno suvom stanju (suvo stanje na vazduhu), a u tabeli su prikazane prosečne vrednosti od svih 6 uzoraka.

Vrednosti upijanja vode dobijene su merenjem na uzorcima pri atmosferskom pritisku u prirodno suvom stanju i uzoraka u vodom zasićenom stanju. Uzorci su u vodi držani 4 dana, a zatim je nakon uklanjanja površinske vlage izmerena masa vodom zasićenih uzoraka. Ispitivanje je obavljeno na tri prizme dimenzija 10/10/40cm. Na osnovu izmerene vrednosti upijanja vode od 4.71% moguće je zaključiti da je dobijen kompaktna beton sa upijanjem koje je nešto niže od prosečne vrednosti za ovu vrstu betona od 5% [89].

Otvorena poroznost, kao procentualni odnos zapremine svih pora koje su povezane sa spoljašnjom sredinom prema ukupnoj zapremini materijala, određena je postupkom merenja količine upijene vode. Vrednost otvorene poroznosti od oko 10% takođe je nešto niža od prosečne vrednosti za beton od 15% [88]. Zatvorena poroznost betona nije ispitivana

Ispitivanje čvrstoće pri pritisku i čvrstoće na zatezanje pri cepanju je obavljeno na dva puta po tri kocke ivica 15cm, dok je vrednost čvrstoće betona na zatezanje pri savijanju određena na tri prizme dimenzija 10/10/40cm. Na osnovu postignutih rezultata ispitivanja pritisne čvrstoće može se zaključiti da beton zadovoljava zahtevanu klasu betona C35/45. Analizom odnosa čvrstoće na zatezanje pri savijanju i čvrstoća na pritisak ($f_{z,s}/f_{b,k}$) moguće je proceniti krtost, odnosno duktilnost materijala. Na osnovu određene vrednosti ovog odnosa može se zaključiti kako beton ima relativno krto ponašanje, što se i vidi sa radnog dijagrama sa slike 3.21.



Slika 3.18 Ispitivanje čvrstoće betona na pritisak i zatezanje cepanjem



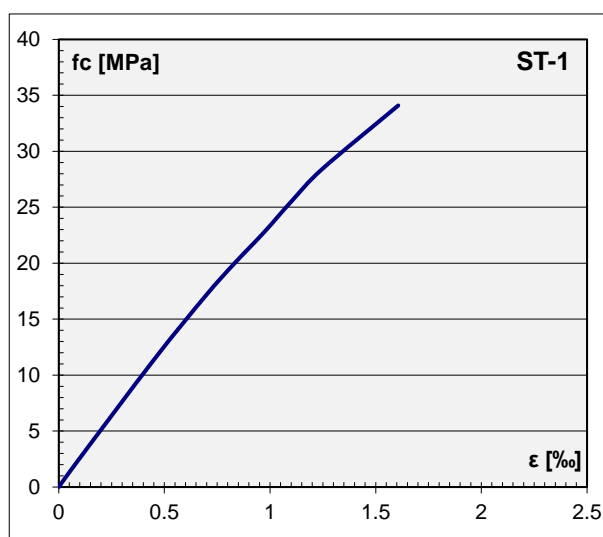
Slika 3.19 Ispitivanje čvrstoće betona na zatezanje pri savijanju

Statički modul elastičnosti i *Poisson*-ov koeficijent određen je prema standardnoj metodi ispitivanja, tj. ispitivanjem na pritisak pri nivou napona koji odgovara 30% od napona pri lomu uzorka. Za ispitivanje upotrebljen je merni komplet koji se sastoji iz tri fiksna rama i sedam digitalnih komparatera (ugibomera), tačnosti 1/1000mm, kojima je vršeno registrovanje deformacija. Ispitivanje statičkog modula elastičnosti izvršeno je na tri cilindra $\varnothing 15 \times 30\text{cm}$, što je prikazano na slici 3.20.



Slika 3.20 Oprema i merenje dilatacija za određivanje statičkog modula elastičnosti

Radni dijagram, odnosno naponsko–deformacijski odgovor dobijen ispitivanjem kontrolnih uzoraka betona AB stubova prikazan je na slici 3.21. Ponašanje ispitivanog uzorka pri ispitivanju na pritisak je gotovo potpuno linearno za naponska stanja koja odgovaraju eksploatacionim uslovima. Graničnu dilataciju pri lomu nije bilo moguće utvrditi, jer su merni instrumenti uklonjeni zbog mogućeg krto i iznenadnog loma uzorka. Izrazito linearna zavisnost između napona i deformacija karakteristična je za betone visokih fizičko-mehaničkih osobina.



Slika 3.21 Naponsko-deformacijski dijagram betona

Za određivanje dinamičkog modula elastičnosti primenjena je metoda ultrazvuka (nedestruktivni postupak). Ispitivanje je obavljeno na tri prizme dimenzija $10 \times 10 \times 40 \text{ cm}$, merenjem vremena prolaska ultrazvučnih talasa. Za merenje vremena prolaska ultrazvučnih longitudinalnih talasa kroz materijal, korišćen je ultrazvučni uređaj marke "Controls 58-E0049" sa pretvaračima (sonde predajnika i prijemnika) od 150 kHz . Vrednost odnosa statičkog i dinamičkog modula elastičnosti $E_{b,Din} / E_{b,st} = 1.40$ je nešto viša od granica koje su definisane za beton $E_{Din} / E_{st} = (1.2 \div 1.3)$.

Na osnovu sprovedenih ispitivanja iz prikazanih rezultata može se zaključiti da su osnovni modeli AB stubova izrađeni od visoko kvalitetnog betona.

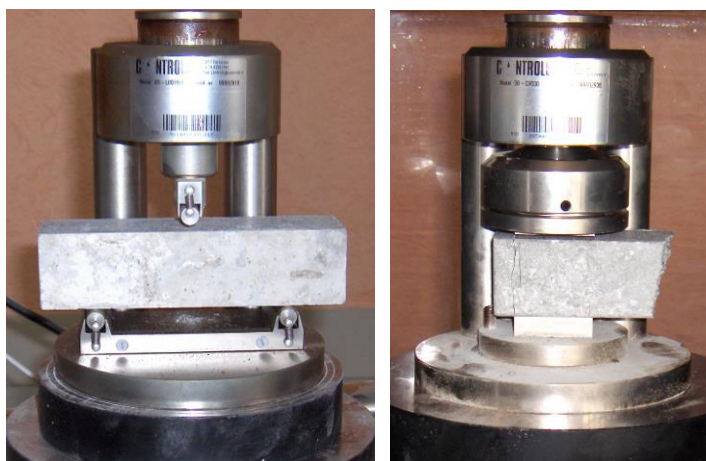
3.4.3. Karakteristike materijala za ispunu – Sitnozrni beton – Ispuna 1 i 2

Utvrđivanje mehaničkih karakteristika na kontrolnim uzorcima sitnozrnog betona kojim su ispunjavani modeli stubova ojačanih čeličnim cevima vršeno je na isti način kao što je ispitivan beton od kojeg su izrađeni osnovni modeli AB stubova. Ispitivane su karakteristične vrednosti za: čvrstoću pri pritisku, čvrstoću na zatezanje pri savijanju i cepanju, radni dijagram betona, statički i dinamički modul elastičnosti, prirast čvrstoće tokom vremena i zapreminsku masu u svežem i očvrslom stanju, upijanje vode i poroznost. Sva mehanička ispitivanja kontrolnih betonskih uzoraka su sprovedena prema važećim standardima, a izvršena su nakon 7, 28 dana i 172 dana nakon betoniranja tj. neposredno nakon ispitivanja modela stubova. Na slici 3.22 prikazano je ispitivanje čvrstoće betona na zatezanje pri savijanju, kao i ispitivanje čvrstoće beton pri pritisku na prizmama.



Slika 3.22 Kontrolni uzorci materijala ispune

Prilikom utvrđivanja fizičko–mehaničkih karakteristika uzoraka sitnozrnog betona ispune primenjeni su potpuno identični postupci ispitivanja kao i kod ispitivanja karakteristika betona stubova. Ispitivanje statičkog modula elastičnosti obavljeno je na cilindrima dimenzija $\varnothing 15/30\text{cm}$, dok su ostale karakteristike određene na prizmama dimenzija $4 \times 4 \times 16\text{cm}$ i kockama ivica 15cm .



Slika 3.23 Ispitivanje čvrstoće betona na zatezanje pri savijanju i čvrstoće pri pritisku

Statistički obrađeni podaci dobijeni ispitivanjem betonskih uzoraka prikazani su u tabeli 3.10. Sve prikazane fizičko-mehaničke karakteristike, osim zapreminske mase u svežem stanju, date su za starost betona od 172 dana.

Tabela 3.10 Fizičko–mehaničke karakteristike betona ispune

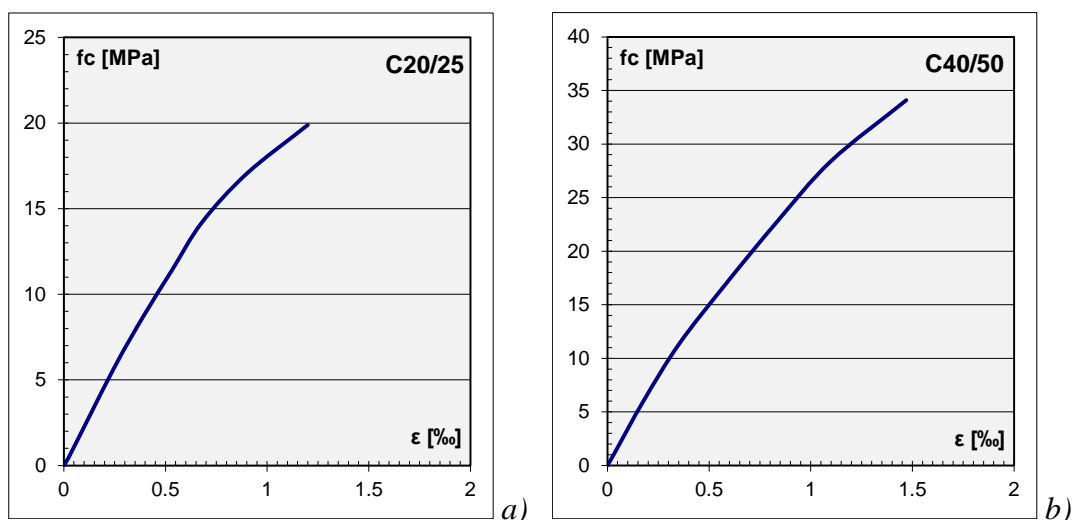
Merene karakteristike – Srednje vrednosti		Ispuna 1 (MB20)	Ispuna 2 (MB40)
Zapreminska masa u svežem stanju	$\gamma_{b,sv}$ [kg/m^3]	2260	2283
Zapreminska masa u očvrslom stanju	$\gamma_{b,očv}$ [kg/m^3]	2138	2211
Upijanje vode	U_v [%]	7.72	5.30
Otvorena poroznost	po [%]	16.02	11.61
Čvrstoća na pritisak (Kocka 15×15×15cm)	$f_{b,k}$ [MPa]	28.3	58.4
Čvrstoća na pritisak (Prizma 4×4×16cm)	$f_{b,p}$ [MPa]	29.4	60.1
Čvrstoća na pritisak (Cilindar 15×30cm)	$f_{b,c}$ [MPa]	24.9	45.95
Čvrstoća na zatezanje pri savijanju (Prizma 4×4×16cm)	$f_{z,s}$ [MPa]	5.66	8.63
Čvrstoća na zatezanje pri cepanju (Kocka 15×15×15cm)	$f_{z,c}$ [MPa]	1.70	2.49
Duktilnost	$f_{z,s} / f_{b,k}$	0.20	0.15
Statički modul elastičnosti	$E_{b,st}$ [GPa]	23.3	32.1
Poisson-ov koeficijent	μ [-]	0.168	0.175
Brzina ultrazvuka	v [m/s]	3498	4082
Dinamički modul elastičnosti	$E_{b,din}$ [GPa]	26.7	37.6
Odnos modula elastičnosti	$E_{b,din} / E_{b,st}$	1.15	1.17

Dijagram prirasta čvrstoće betona u toku vremena je prikazan na slici 3.33 uporedo sa prikazom brzine prirasta čvrstoće Polimag-a i SikaGrout-a. Na osnovu analize oblika dijagrama prirasta čvrstoće na pritisak tokom vremena se zaključuje se da se i nakon 28 dana čvrstoća i dalje povećava. U trenutku ispitivanja stubova čvrstoća betona iznosila je 120% starosti betona 28. dana. Isti stepen povećanja čvrstoće betona u toku vremena uočen je kod obe vrste betona.



Slika 3.24 Određivanje statičkog modula elastičnosti pri pritisku

Naponsko–deformacijski dijagrami betona dobijeni ispitivanjem kontrolnih uzoraka ispune prikazani su na slici 3.25. Na slici pod a) prikazan je dijagram materijala ispune 1 koja odgovara čvrstoći betona klase C20/25, dok je na slici pod b) dijagram betona ispune 2 koji je ekvivalentan betonu čvrstoće C40/50. Ponašanje ispitivanih uzorka su gotovo linearno u domenu radnih napona, statički modul elastičnosti određen je za nivo napona koji iznosi približno 30% napona pri lomu.



Slika 3.25 Naponsko-deformacijski dijagrami betona ispune

Na osnovu sprovedenih ispitivanja iz prikazanih rezultata može se zaključiti da su za ispunu upotrebljena dva betona potpuno različitog kvaliteta. Ispuna 1 je beton nešto nižih mehaničkih karakteristika, dok je ispuna 2 beton koji ima karakteristike nešto više u odnosu na beton od kojeg su izrađeni osnovni modeli stubova. Betoni ispune svojim fizičko-mehaničkim karakteristikama u potpunosti odgovaraju planiranim materijalima.

3.4.4. Karakteristike materijala za ispunu – Polimag HK-04

Polimag[®] predstavlja grupu proizvoda reparaturnih maltera proizvođača *Hemijska industrija "Prvi maj" Čačak*. Zajednička karakteristika svih materijala iz ove grupe je da se ne skupljaju tokom vremena, dok su ostale karakteristike diktirane pažljivim i stručnim odabirom komponenti na bazi cementa, polimera, mineralnih i hemijskih supstanci i punioca na bazi mlevenog kamena vrhunskog kvaliteta i posebno podešenog granulometrijskog sastava. Polimag ima odlično rasprostiranje, dobru adheziju prionjivost za beton i čelik i visoka mehanička svojstva. Odlikuje se i brзом postizanjem zahtevane čvrstoće (i preko 30 MPa za jedan dan), velikom žilavošću i vodonepropusnošću. Prvenstveno se koristi za konstruktivne sanacije, nalivanje ankera, podlivanje podupirača i nosača, nalivanje ploča, za zatvaranje rupa i šliceva u podovima, itd. Polimag proizvodi se nanose na čistu, odmašćenu, otprašenu i dobro nakvašenu podlogu. Priprema podloge se vrši struganjem čeličnom četkom, brušenjem, peskarenjem ili vodenim mlazom visokog pritiska. Svi Polimag proizvodi su dvokomponentni, tečna komponenta A i praškasta komponenta B (Slika 3.26). Jedinična pakovanja su tačno definisana kako bi se izbegla potreba za razmeravanjem materijala na gradilištu. Mešanje komponenti se vrši mašinskim ili ručnim putem neposredno pre ugradnje. Optimalna temperatura pri radu sa Polimagom je od +8°C do +25°C. Rad na temperaturama van definisanog temperaturnog opsega zahteva poseban tretman i nije preporučljiv. Ugradnja na kiši nije moguća, a već ugrađeni materijal je potrebno štititi od dejstva kiše i snega najmanje 24 časa. Ugrađeni Polimag ne iziskuje nikakvu posebnu negu. U ponudi proizvođača nalazi se nekoliko tipova reparaturnih maltera i to Polimag HK-01, HK-02, HK-04, i HK-08, gde poslednja cifra u nazivu označava maksimalnu veličinu zrna agregata u mešavini.

Za eksperimentalno ojačavanje stubova čeličnim cevima upotrebljen je proizvod Polimag[®]HK-04, sa maksimalnom veličinom zrna od 4mm. Utvrđivanje mehaničkih karakteristika je vršeno na kontrolnim uzorcima prizmi 4×4×16cm, kocki a=15cm i cilindrima Ø15×30cm. Ispitivane su karakteristične vrednosti za zapreminsku masu u svežem stanju, zapreminsku masu u očvrslom stanju, čvrstoću pri pritisku, čvrstoću na zatezanje pri savijanju i cepanju, radni dijagram, statički i dinamički modul elastičnosti, brzina prostiranja ultra-

zvuka, kao i prirast čvrstoće tokom vremena. Sva ispitivanja kontrolnih uzoraka Polimaga izvršena su prema važećim standardima za ispitivanje betona. Osnovni podaci dobijeni ispitivanjem kontrolnih uzoraka prikazani u tabeli 3.11, određeni su na uzorcima starosti 169 dana.



Slika 3.26 Polimag HK-04, pakovanje i praškasta komponenta

Tabela 3.11 Fizičko–mehaničke karakteristike Polimaga HK-04

Merenе karakteristike – Srednje vrednosti		Prosek
Konzistencija – Rasprostiranje nakon spravljanja	R [mm]	220
Zapreminska masa u svežem stanju	$\gamma_{m,sv}$ [kg/m^3]	2326
Zapreminska masa u očvrslom stanju	$\gamma_{m,očv}$ [kg/m^3]	2305
Upijanje vode	U_v [%]	2.02
Otvorena poroznost	po [%]	4.77
Čvrstoća na pritisak (Prizma 4×4×16cm)	f_p [MPa]	90.0
Čvrstoća na pritisak (Cilindar 15×30cm)	f_p [MPa]	72.2
Čvrstoća na zatezanje pri savijanju (Prizma 4×4×16cm)	$f_{z,s}$ [MPa]	12.5
Čvrstoća na zatezanje pri cepanju (Kocka 15×15×15cm)	$f_{z,c}$ [MPa]	3.68
Duktilnost	$f_{z,s}/f_p$	0.14
Statički modul elastičnosti	$E_{p,st}$ [GPa]	36.8
Poisson-ov koeficijent	μ [-]	0.18
Brzina ultrazvuka	v [m/s]	4546
Dinamički modul elastičnosti	$E_{p,din}$ [GPa]	48.6
Odnos modula elastičnosti	$E_{p,st}/E_{p,din}$	1.32

Konzistencija ispitivanog reparaturnog maltera određena je primenom metode rasprostiranja konusa. Polimag kao materijal za zalivanje, u skladu sa svojom namenom, ima tečnu konzistenciju i karakterističnu osobinu "samorazlivanja" tako da standardne metode za određivanje konzistencije nisu sasvim odgovarajuće.

Vrednosti upijanja vode dobijene su merenjem na uzorcima pri atmosferskom pritisku u prirodno vlažnom stanju i uzoraka u vodom zasićenom stanju. Zbog toga su izmerene vrednosti relativno manje od podataka o upijanju vode sličnih materijala, koji se odnose na ispitivanje uzoraka osušenih do konstantne mase. Rezultati ispitivanja na ovakav način bliže odgovaraju realnom ponašanju sitnozrnog betona tokom eksploatacije [106]. Na osnovu

izmerene relativno niske vrednosti upijanja vode i otvorene poroznosti moguće je zaključiti da pokretljivost i ugradljivost Polimaga nije obezbeđena povećanjem količine vode pri spravljanju, već odgovarajućim hemijskim, odnosno mineralnim dodacima.



Slika 3.27 Kontrolni uzorci Polimag HK-04

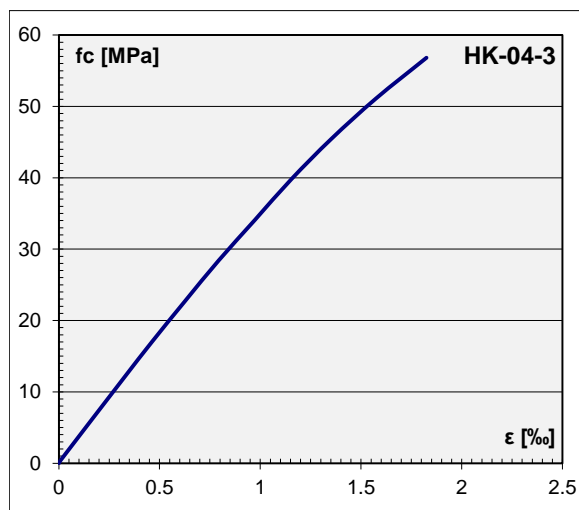
Čvrstoća na pritisak određena je za različitu starost gotovog reparaturnog maltera i to starosti od 2, 4, 7, 28 dana i 169 dana, odnosno nešto kasnije nakon ispitivanja modela stubova. Za reparaturne maltere je, pored 28-dnevne čvrstoće pri pritisku, jednako važan i "izgled" krive očvršćavanja, pogotovo u početnom periodu od 7 dana. Podaci o različitoj starosti Polimag-a omogućili su analitičku i grafičku interpretaciju procesa očvršćavanja. Čvrstoće na pritisak 28. dana iznosi 86.6MPa , a registrovane su relativno visoke vrednosti čvrstoća bez obzira na tečnu konzistenciju svežeg maltera. Iz analize vremenskog procesa očvršćavanja može se uočiti prirast čvrstoće na pritisak, ostvaren nakon dva dana, od 66%. Ove karakteristike su u saglasnosti sa zahtevom da se od materijala koji se koriste za sanaciju betonskih konstrukcija očekuje da već posle 24 časa imaju bar 50% od vrednosti 28-dnevne čvrstoće. Brzi prirast čvrstoće je od posebnog interesa u slučajevima kada se izvode tzv. brze sanacije, odnosno kada se zahteva da prekid u eksploataciji saniranog objekta bude što kraći [103]. Dijagram prirasta čvrstoće Polimag-a u toku vremena prikazani su na slici 3.56 uporedo sa prikazom brzine prirasta čvrstoće klasičnog sitnozrnog betona ispune 1 i 2, kao i SikaGrout-a.



Slika 3.28 Ispitivanje mehaničkih karakteristika Polimag-a

U praksi je uobičajeno da se cementni kompoziti, sa aspekta duktilnog ponašanja, ocenjuju i na osnovu odnosa čvrstoće pri zatezanju i čvrstoće pri pritisku, ali se ovaj aspekt ponašanja sitnozrnih betona može procenjivati i na osnovu odnosa čvrstoće na zatezanje pri savijanju ($f_{z,s}$) i čvrstoće pri pritisku (f_p) [104]. Analizom vrednosti odnosa $f_{z,s}/f_p = 0.14$ potvrđeno je pravilo da se sa povećanjem čvrstoće pri pritisku povećava krtost materijala. Sa povećanjem starosti betona smanjuje se odnos $f_{z,s}/f_p$, odnosno u početnom periodu čvrstoća na savijanje raste brže, a kasnije stagnira u odnosu na vremenski prirast čvrstoće pri pritisku.

Statički modul elastičnosti određen je prema standardnoj metodi ispitivanja, tj. ispitivanjem na pritisak. Ispitivanje je izvršeno na tri cilindra dimenzija $\varnothing 15 \times 30 \text{ cm}$ prema istom postupku kao i kod utvrđivanja modula elastičnosti ostalih betona.



Slika 3.29 Naponsko-deformacijski dijagram Polimag-a

Naponsko–deformacijski dijagram dobijen ispitivanjem kontrolnih uzoraka Polimag-a prikazan je na slici 3.29. Registrovano ponašanje uzoraka Polimag-a ispitivanih opterećivanjem na pritisak je gotovo potpuno linearno uz izuzetno visoke vrednosti napona pritiska. Blaga zakrivljenost radnog dijagrama uočava se pri višim naponima. Ovako visoke vrednosti napona imaju za posledicu izrazito krto ponašanje pri lomu, tako da do otkaza nosivosti ispitivanog uzorka dolazi gotovo trenutno, uz prasak i destrukciju uzorka.

Određivanje dinamičkog modula elastičnosti izvršeno je metodom merenja vremena prolaska ultrazvučnih talasa na prizmama dimenzija $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}$. Na osnovu analize vrednosti statičkog i dinamičkog modula elastičnosti može se zaključiti da je vrednost njihovog odnosa 1.32 nešto viša od granice koje su definisane za cementne maltere i betone ($E_{Div}/E_{St} = 1.2 \div 1.3$). Ovu vrednost je moguće objasniti činjenicom da Polimag nije klasičan sitnozrni beton, već polimer modifikovani cementni kompozit. Kod ove grupe materijala, pored svih ostalih uticajnih faktora, količina i vrsta primenjenih polimera, superplastifikatora i punioca, mogu značajno uticati na promenu vrednosti modula elastičnosti [106].

Modeli stubova, koji su ojačavani čeličnim cevima i ispunom od Polimag-a HK-04, su neposredno pre izlivanja ispune, radi poboljšanja veze na kontaktu između starog i novog betona, premazani emulzijom Polimag Prajmer. U pitanju je dvokomponentni premaz na bazi sintetskih polimera, portland cementa i aditiva koji je namenjen za poboljšanje prionljivosti Polimag materijala. Prema preporuci proizvođača pravilnom upotrebom osigurane su maksimalne karakteristike primenjenih materijala.

Na osnovu sprovedenih ispitivanja ustanovljeno je da je Polimag HK-04 vrhunski kompozitni reparaturni malter – sitnozrni beton, koji svojim osobinama zadovoljava najzahtevnije standarde i polja primene.

3.4.5. Karakteristike materijala za ispunu – SikaGrout 212

SikaGrout® predstavlja grupu proizvoda reparaturnih maltera švajcarskog proizvođača Sika. U pitanju je visokokvalitetni, neskupljajući, ekspandirajući malter za podlivanje i zalivanje na bazi cementa, punioca na bazi kamenog brašna, prirodnog agregata i specijalnih aditiva. Malter ima dobru adheziju prionljivosti za beton i čelik, a odlikuje se brzim postizanjem čvrstoće (preko 30 MPa prvog dana), velikom žilavošću i vodonepropusnošću.

Prvenstveno je namenjen za konstruktivne ojačavanje (princip 4, metoda 4.2 u okviru standarda EN 1504-9), kao i za zalivanje spojnica na betonu, kamenu, malteru, čeliku, gvožđu. Može se koristiti i za podlivanje i zalivanje cementnim malterom ležajeva, mašinskih temelja, spojeva stubova u prethodno izlivenim konstrukcijama, za zalivanje ankera u betonu, itd. SikaGrout se nanosi na čistu, odmašćenu, otprašenu i dobro nakvašenu podlogu (taman mat izgled, bez svetlucanja), koju je potrebno pripremiti struganjem čeličnom četkom, brušenjem, peskarenjem ili vodenim mlazom visokog pritiska.

SikaGrout je jednokomponentna, gotova smeša koja, kada se pomeša sa vodom, daje ekspandirajući, tečni i homogeni malter visoke mehaničke čvrstoće koja se postiže nakon kraćeg perioda sušenja. Konzistencija maltera (plastična, tečna ili samorazlivajuća) može se promeniti menjanjem količine vode za mešanje. Mešanje komponenti se vrši mašinskim putem kako biste izbeglo uvlačenje previše vazduha. Rok upotrebe već pripremljenog i zamešanog materijala je oko 40 minuta na +20°C. Vreme početka vezivanja je oko 4 sata nakon mešanja, a preporuka je, da se u cilju postizanja boljih karakteristika u pogledu ekspandiranja, malter ugrađuje u roku od 15 minuta nakon spravljanja. Ekspandiranje, unapređeno odgovarajućim komponentama od obojenih metala, počinje od prvih faza hidratacije i prestaje pre završetka faze vezivanja materijala. Sve vidljive i izložene površine zalivanja potrebno je svesti na minimum i zaštititi ih odgovarajućim merama od prebrzog sušenja. Optimalna temperatura, kako podloge tako i ambijenta je od +5°C do +30°C. Rad na temperaturama van definisanog temperaturnog opsega nije preporučljiv. Izbegavati nanošenje na direktnoj sunčevoj svetlosti i/ili jakom vetru. U ponudi proizvođača nalazi se nekoliko tipova reparaturnih maltera, i to SikaGrout 311, 212, 314 i 318, gde poslednja cifra u nazivu označava maksimalnu veličinu zrna agregata u mešavini.



Slika 3.30 SikaGrout-212, pakovanje i mešanje

Za eksperimentalno ojačavanje stubova čeličnim kavezima upotrebljen je proizvod SikaGrout®-212, sa maksimalnom veličinom zrna od 2mm. Prema uputstvu za upotrebu usvojen je odnos mešanja sa 3.70l vode po vreći praha od 28kg. Ukupna količina vode sipana je u mešalicu, potom je dodata praškasta komponenta, a zatim je sve zajedno mešano oko 5min dok nije dobijena ujednačena konzistencija, bez grudvica ili slepljenih delova.

Utvrđivanje mehaničkih karakteristika je vršeno na kontrolnim uzorcima prizmi 4×4×16cm, kocki $a=15\text{cm}$ i cilindru $\text{Ø}15\times 30\text{cm}$. Ispitivane su karakteristične vrednosti za zapreminsku masu u svežem stanju, zapreminsku masu u očvrslom stanju, čvrstoću pri pritisku, čvrstoću na zatezanje pri savijanju i cepanju, radni dijagram, statički i dinamički modul elastičnosti, brzina prostiranja ultrazvuka, kao i prirast čvrstoće tokom vremena. Sva ispitivanja kontrolnih uzoraka SikaGrout-a izvršena su prema standardima za ispitivanje betona. Osnovni podaci dobijeni ispitivanjem kontrolnih uzoraka su prikazani u tabeli 3.12 za

uzorke starosti 99 dana. Utvrđivanje mehaničkih karakteristika na kontrolnim uzorcima SikaGrout-a vršeno je na isti način kao što su ispitivani uzorci Polimag-a, s obzirom da se radi o sličnom tipu materijala, tj. visokokvalitetnom sitnozrnom betonu.



Slika 3.31 Kontrolni uzorci i ispitivanje mehaničkih karakteristika

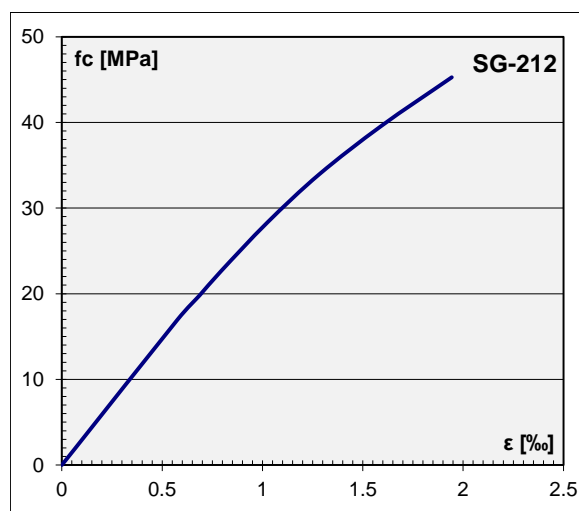
Tabela 3.12 Fizičko–mehaničke karakteristike SikaGrout-a

Merenе karakteristike – Srednje vrednosti		
Konzistencija – Rasprostiranje nakon spravljanja	R [mm]	230
Zapreminska masa u svežem stanju	$\gamma_{m,sv}$ [kg/m^3]	2350
Zapreminska masa u očvrslom stanju	$\gamma_{m,očv}$ [kg/m^3]	2295
Upijanje vode	U_v [%]	2.37
Otvorena poroznost	po [%]	5.31
Čvrstoća na pritisak (Prizma 4×4×16cm)	f_p [MPa]	68.75
Čvrstoća na pritisak (Cilindar 15×30cm)	f_p [MPa]	65.64
Čvrstoća na zatezanje pri savijanju (Prizma 4×4×16cm)	$f_{z,s}$ [MPa]	10.66
Čvrstoća na zatezanje pri cepanju (Kocka 15×15×15cm)	$f_{z,c}$ [MPa]	2.26
Duktilnost	$f_p/f_{z,s}$	0.155
Statički modul elastičnosti	$E_{p,st}$ [GPa]	31.0
Poisson-ov koeficijent	μ [-]	0.16
Brzina ultrazvuka	v [m/s]	4301
Dinamički modul elastičnosti	$E_{p,din}$ [GPa]	43.27
Odnos modula elastičnosti	$E_{b,din} / E_{b,st}$	1.40

Konzistencija ispitivanog sitnozrnog betona određena je primenom metode rasprostiranja konusa. SikaGrout, u skladu sa svojom namenom, ima tečnu konzistenciju i izraženu karakterističnu osobinu "samorazlivanja". Vrednosti upijanja vode dobijene su merenjem na uzorcima pri atmosferskom pritisku u prirodno vlažnom stanju i u vodom zasićenom stanju.

Čvrstoća na pritisak određena je za različitu starost gotovog reparaturnog maltera i to starosti od 1, 2, 3, 7, 28 dana i 99 dana, odnosno u trenutku ispitivanja stubova. Vrednost 28-dnevne čvrstoće na pritisak iznosi 65.8MPa, što je relativno visoka čvrstoća postignuta uprkos izrazito tečnoj konzistenciji svežeg betona. Iz vremenskog procesa očvršćavanja uočava se da je prirast čvrstoće na pritisak, ostvaren nakon tri dana, od 85% u odnosu na čvrstoću 28. dana. Dijagram prirasta čvrstoće SikaGrout-a u toku vremena prikazan je na slici

3.33 uporedo sa prikazom brzine prirasta čvrstoće klasičnog sitnozrnog betona upotrebljenog za ispunu cevi i Polimag-a. Statički modul elastičnosti određen je ispitivanjem na pritisak cilindra, kao i svi prethodni ispitivani materijali. Dobijeni naponsko–deformacijski dijagram prikazan je na slici 3.32.



Slika 3.32 Naponsko-deformacijski dijagram SikaGrout-a

Ponašanje ispitivanog uzorka je gotovo potpuno linearno u domenu radnih napona dok pri višim naponskim stanjima, sve do loma, dolazi do blage zakrivljenosti naponsko-deformacijskog dijagrama. Sve ovo potvrđuje poznatu činjenicu da betoni visokih mehaničkih karakteristika imaju gotovo linearno ponašanje uz izrazito krto ponašanje. Do loma uzoraka dolazilo je pri relativno visokim vrednostima napona, tako da je uzorak ispitivan na pritisak gotovo trenutno pucao, bez prethodne najave loma kroz razvoj sitnih prslina.

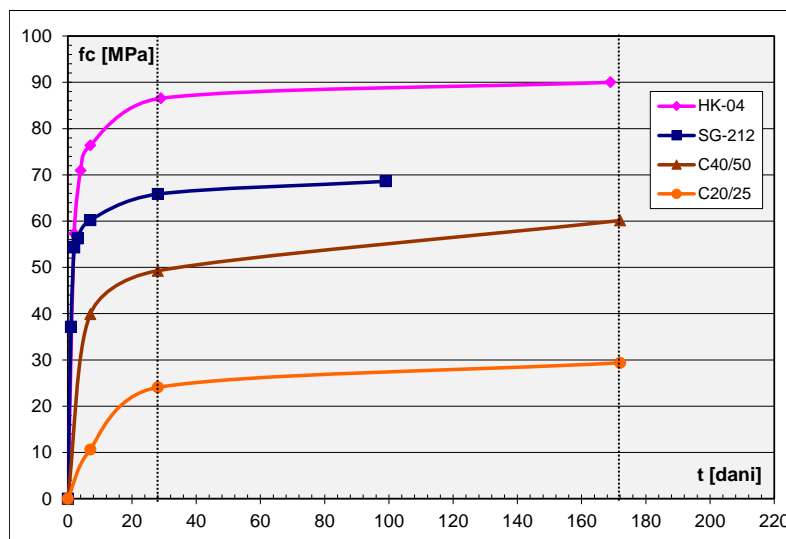
Određivanje dinamičkog modula elastičnosti izvršeno je metodom merenja vremena prolaska ultrazvučnih talasa na prizmama dimenzija $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}$. Analizom statičkog i dinamičkog modula elastičnosti uočava se da je vrednost njihovog odnosa izvan granica koje su definisane za cementne maltere i betone, što je verovatno posledica količine i vrsta primenjenih polimera, superplastifikatora i punioca. Slične karakteristike uočene su i kod Polimag sitnozrnog betona.

Na osnovu sprovedenih ispitivanja ustanovljeno je da SikaGrout predstavlja visoko kvalitetni sitnozrni beton, koji svojim osobinama zadovoljava najzahtevnije standarde i polja primene.

Modeli stubova, koji su ojačavani čeličnim kavezima, neposredno pre izlivanja SikaGrout-a premazani su specijalnom emulzijom pod nazivom SikaLatex radi poboljšanja prijanjanja između starog i novog betona. Na ovaj način se povećavaju njihove mehaničke čvrstoće i sposobnost prijanjanja na staroj, zdravoj podlozi. Priprema SikaLatex premaza izvršena je prema preporuci proizvođača mešanjem emulzije sa vodom i cementom u razmeri 1:1:4. Ovako pripremljen premaz nanet je pomoću četke na mat vlažan beton.

3.4.6. Pregled karakteristika upotrebljenih betona

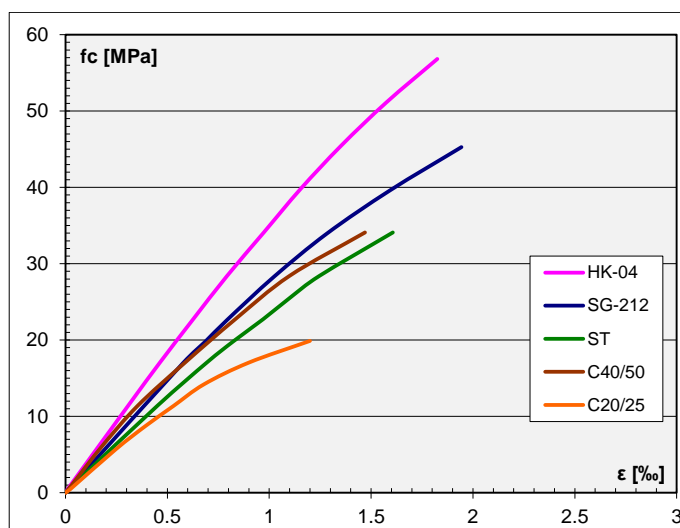
Slika 3.33 daje uporedni prikaz prirasta čvrstoće pri pritisku u toku vremena za betone koji su korišćeni za ojačavanje modela stubova. Isprekidanom linijom na slici označeno je standardno vreme od 28 dana. Na osnovu analize oblika dijagrama prirasta čvrstoće na pritisak tokom vremena uočava se dalje povećanje čvrstoće i nakon 28 dana.



Slika 3.33 Prirast pritisne čvrstoće u toku vremena

Kod specijalnih betona, kao što su SikaGrout i Polimag, pritisna čvrstoća se razvija u vrlo kratkom vremenskom periodu, tako da ti materijali već nakon tri dana ostvaruju i preko 80% od čvrstoće 28. dana. Kasniji prirast je manje izražen i za betone starosti od godinu dana nosivost se povećava manje od 10% u odnosu na čvrstoću 28. dana. Klasični betoni imaju manje izražene početne nosivosti, međutim ovi betoni imaju izraženiji prirast nosivosti nakon 28. dana. Ukoliko se posmatraju pritisne čvrstoće upotrebljenih betona može se uočiti kako one odgovaraju očekivanim vrednostima.

Uporedni prikaz radnih dijagrama za svih pet vrsta upotrebljenih betona dat je na slici 3.34. Sa dijagrama se uočava da Polimag HK-04 ima izraženo linearno ponašanje za sva naponska stanja, dok ostali materijali imaju linearnu zavisnost između napona i deformacija u domenu eksploatacionog opterećenja, tj. do približno polovine njihove granične nosivosti. Sa dijagrama se uočava kako betoni sa visokim mehaničkim karakteristikama pokazuju izrazito krtije ponašanje, za razliku od betona nižih karakteristika koji se ponašaju duktilno.



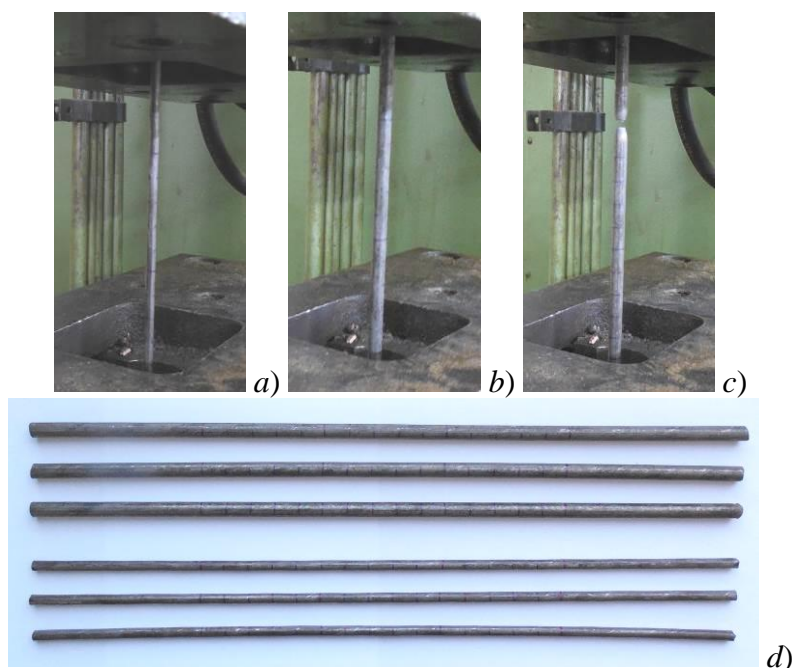
Slika 3.34 Uporedni prikaz radnih dijagrama betona

Kada se govori o primeni specijalnih vrsta betona u svakodnevnoj praksi, važno je istaći da pri izboru odgovarajućeg materijala ne bi trebalo posmatrati samo visoku čvrstoću pri pritisku. Takvim izborom visoka mehanička svojstva se verovatno nikada neće u potpunosti iskoristiti tokom eksploatacije, a krtost materijala će se nepotrebno povećati. Ova

tvrdnja se može objasniti i činjenicom da postojeće betonske konstrukcije koje se saniraju, obično nemaju čvrstoću pri pritisku veću od 50MPa , te ih nije racionalno ojačavati – sanirati materijalima koji imaju mnogo veće čvrstoće pri pritisku [106].

3.4.7. Karakteristike čelika – Armatura

Armiranje modela stubova vršeno je glatkim armaturnim šipkama koje odgovaraju hladnovučenoj žici kvaliteta 500/560. Kao podužna (glavna) armatura upotrebljena je šipka $\text{Ø}6$, dok je za poprečnu armaturu (uzengije) upotrebljena armatura $\text{Ø}4$. Utvrđivanje mehaničkih karakteristika na po tri kontrolna uzorka armature vršeno je hidrauličnom kidalicom. Ispitivane su karakteristične vrednosti za granicu velikih izduženja, granicu kidanja, ukupno relativno izduženje, kontrakcija preseka. Sva ispitivanja kontrolnih uzoraka armature su sprovedena prema važećim standardima, na epruvetama dužine 250mm sa početnom mernom dužinom epruvete od 100mm . Osnovne mehaničke karakteristike upotrebjenih čeličnih profila armature prikazane su u tabeli 3.13. Na slici 3.35-*a*, *b* i *c* prikazano je ispitivanje mehaničkih karakteristika čelika u kidalici, dok su na slici 3.35-*d* prikazani uzorci pre ispitivanja.



Slika 3.35 Utvrđivanje mehaničkih karakteristika čelika - armatura

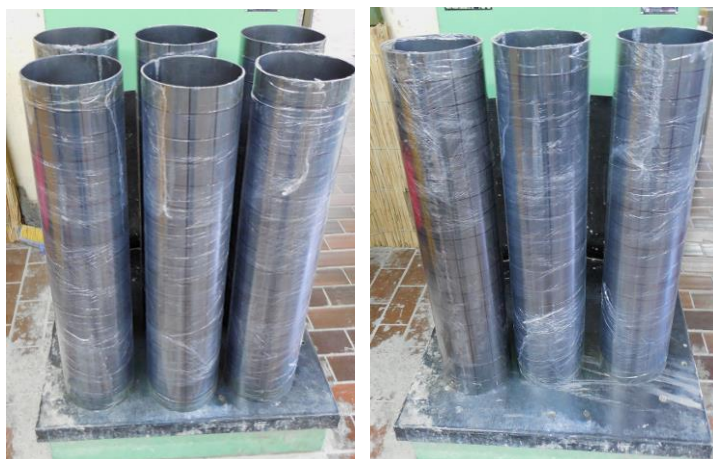
Tabela 3.13 Mehaničke karakteristike armature

Merene karakteristike	Ø [mm]	4	6
Napon na granici tečenja	f_y [MPa]	580	555
Napon pri kidanju	f_u [MPa]	653	649
Ukupno relativno izduženje	δ_m [%]	4.67	4.43
Dilatacija na granici tečenja	ε_y [%]	2.8	2.6
Modul elastičnosti	E_s [GPa]	210	210

Na osnovu sprovedenih ispitivanja može se zaključiti da čelik, od kojeg je izrađena armatura, svojim kvalitetom odgovara nazivnim – standardnim vrednostima.

3.4.8. Karakteristike čelika – Cevi

Ojačavanje modela stubova vršeno je šavnim čeličnim cevima spoljašnjeg prečnika $D=194\text{mm}$ i debljine zida $t=3\text{mm}$ od hladnovaljanog lima proizvedenog u železari iz Smedereva. Cevi su formirane postupkom hladnog valjanja i gasnog zavarivanja niskougledničkog čeličnog lima. Na slici 3.36 prikazane čelične cevi omotane su PVC folijom kako bi bile zaštićene prilikom betoniranja ispune. Za eksperimentalno istraživanje pripremljeno je ukupno 9 cevi.



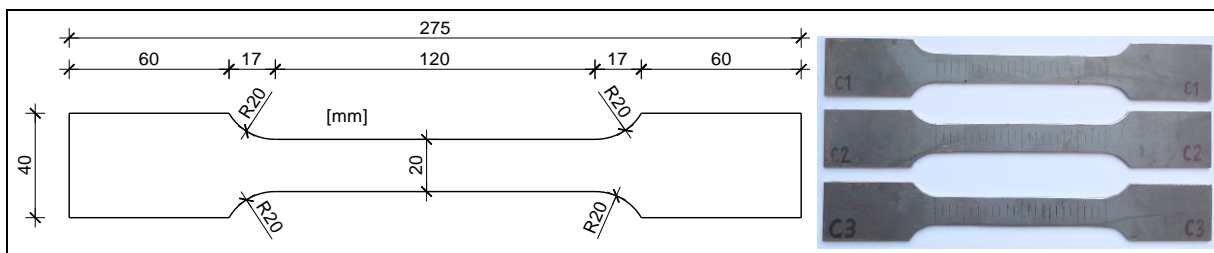
Slika 3.36 Čelične cevi

Cevi su izrađene od čelika čije su oznake kvaliteta, prema odgovarajućim standardima, prikazane u tabeli 3.14.

Tabela 3.14 Oznake kvaliteta čelika prema datom standardu

Standard	Oznaka
EN 10027-1	DC04 (FeP04)
EN 10027-2	1.0338
DIN 1623	St 14
SRPS C.B4.016	Č 0148

Utvrđivanje mehaničkih karakteristika na ukupno 3 kontrolna uzorka (epruvete iz osnovnog lima) vršeno je hidrauličnom kidalicom. Ispitivane su karakteristične vrednosti napona tečenja, sile kidanja, ukupnog relativnog izduženja. Modul elastičnosti čelika usvojen je kao standardna vrednost. Sva ispitivanja kontrolnih uzoraka čelika cevi sprovedena su na proporcionalnim epruvetama sa početnom mernom dužinom od 80mm , prema važećem standardu SRPS EN 10002-1 (Slika 3.37).



Slika 3.37 a) Standardna epruveta za ispitivanje čeličnog lima,
b) Uzorci epruveta pripremljeni za ispitivanje



Slika 3.38 Ispitivanje mehaničkih karakteristika čelika

Na slici 3.38 levo prikazana kontrakcija preseka epruvete sa oznakom C3 neposredno pre kidanja, a srednja slika prikazuje uzorak posle kidanja, dok je na slici desno prikazane su epruvete nakon ispitivanja mehaničkih karakteristika zatezanjem. Osnovne geometrijske i hemijsko–fizičko–mehaničke karakteristike čelika od kojeg su izrađene cevi prikazane su u tabelama 3.15 i 3.16.

Tabela 3.15 Hemijsko–mehaničke karakteristike čelika cevi prema proizvođaču

Vrsta čelika	Način dezoksidacije	Hemijski sastav [%]					Mehaničke karakteristike			
		C (max)	Mn (max)	P (max)	S (max)	Al (max)	f_y [MPa]	f_u [MPa]	δ [%]	Tvrdoća HRB (max)
DC04 (Č0148)	Potpuno umiren	0.08	0.40	0.03	0.03	0.02	210	270÷350	38	50

Tabela 3.16 Mehaničke karakteristike čelika cevi određene eksperimentalno

Merene karakteristike		
Napon na granici tečenja	f_y [MPa]	230
Napon pri kidanju	f_u [MPa]	340
Ukupno relativno izduženje	δ_m [%]	19.7
Dilatacija na granici tečenja	ϵ_y [%]	1.1
Modul elastičnosti	E_s [GPa]	210

Na osnovu sprovedenih ispitivanja može se zaključiti da čelik, od kojeg su izrađene cevi, svojim kvalitetom odgovara standardnim vrednostima.

3.4.9. Karakteristike čelika – Stubovi složenog preseka

Ojačavanje šest AB stubova vršeno je oblogom od metalnog kaveza formiranog od četiri jednakokraka L profila međusobno mestimično povezana prečkama. Profili i vezni limovi međusobno su spajani postupkom gasnog zavarivanja sučeonim 1/2V šavovima, koji nisu bili dalje obrađivani brušenjem. Na slici 3.39 prikazani su modeli čeličnih stubova složenog poprečnog preseka neposredno pre ugradnje. Sa leve strane su stubovi kod kojih su poprečni vezni limovi postavljeni na osovinskom razmaku 10cm, a na desno strani su stubovi sa veznim limovima na rastojanju od 15cm.



Slika 3.39 Stubovi složenog poprečnog preseka

Metalni stubovi složenog poprečnog preseka izrađeni su od dva različita tipa čelika. Spojni limovi $\neq 90 \times 40 \times 3$ bili su izrađeni od istog čelika od kojeg su izrađene i cevi kojima su ojačavani modeli stubova. Toplovaljani profili $L30 \times 30 \times 3$ izrađeni su od čelika čije su oznake kvaliteta, prema odgovarajućim standardima, prikazane u tabeli 3.17. U tabeli 3.18 prikazane su hemijsko-mehaničke karakteristike čelika prema podacima iz kataloga proizvođača.

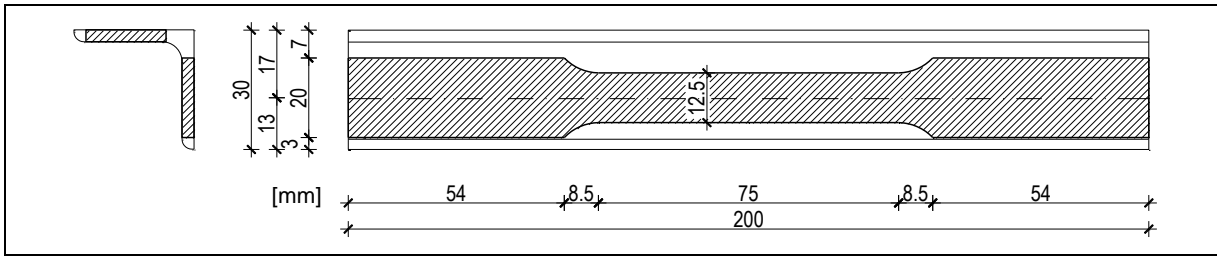
Tabela 3.17 Oznake kvaliteta čelika prema datom standardu

Standard	Oznaka
EN 10027-1	S 235 JRG2
EN 10027-2	1.0038
EN 10025-2	S 235 JR
DIN 17100	R St 37-2
SRPS C.B0.500	Č0361

Tabela 3.18 Hemijsko–mehaničke karakteristike čelika ugaonika

Vrsta čelika	Hemijski sastav [%]					Mehaničke karakteristike			
	C (max)	Mn (max)	P (max)	S (max)	N (max)	f_y [MPa]	f_u [MPa]	δ [%]	Žilavost udar [J]
S 235 JRG2 (Č0361)	0.17	1.40	0.045	0.045	0.009	235	360÷510	21	27

Utvrđivanje mehaničkih karakteristika na ukupno tri kontrolna uzorka (eprovete) vršeno je hidrauličnom kidalicom. Ispitivane su karakteristične vrednosti za granicu elastičnosti, silu kidanja, ukupno relativno izduženje. Za modul elastičnosti usvojena je standardna vrednost. Sva ispitivanja kontrolnih uzoraka čelika cevi su sprovedena na proporcionalnim epruvetama, prema standardu SRPS EN 10002-1. Na slici 3.40 prikazan je L profil sa označenim položajem i dimenzijama isečene epruvete.



Slika 3.40 Standardna epruveta



Slika 3.41 Ispitivanje mehaničkih karakteristika čelika L profila

Na slici 3.41 levo prikazana kontrakcija preseka epruvete L3 neposredno pre kidanja, dok se na srednjoj slici vidi uzorak nakon kidanja. Slika 3.41 desno prikazuje epruvete nakon ispitivanja mehaničkih karakteristika uporedo sa ne ispitanim uzorkom. Uočava se kako je do prekida epruveta došlo na, za to, očekivanim mestima. U tabeli 3.19 prikazane su mehaničke karakteristike čelika, od kojeg su izrađeni ugaonici, dobijene eksperimentalnim putem.

Tabela 3.19 Mehaničke karakteristike čelika L profila

Merene karakteristike		
Napon na granici tečenja	f_y [MPa]	265
Napon pri kidanju	f_u [MPa]	378
Ukupno relativno izduženje	δ_m [%]	18.5
Dilatacija na granici tečenja	ϵ_y [%]	1.3
Dilatacija pri kidanju	ϵ_u [%]	7.5
Modul elastičnosti	E_S [GPa]	210

Na osnovu sprovedenih ispitivanja može se zaključiti da čelik, od kojeg su izrađeni korišćeni L profili, svojim kvalitetom odgovara nazivnim – standardnim vrednostima.

3.4.10. Karakteristike čelika – Visokovredni zavrtnji i prenosne pločice

Ojačavanje šest AB stubova vršeno je poprečno postavljenim visokovrednim zavrtnjima (brezonima). Komplet jednog zavrtnja čine: zavrtnaj M12 dužine $l=300$ mm, dve navrtke i dve podloške. Zavrtnji su izrađeni od čelika klase čvrstoće 10.9, čije su osnovne karakteristike prikazane u tabeli 3.20. Navoji su utisnuti postupkom hladnog valjanja, čime se materijal zavrtnja plastično deformiše, tako da se tom prilikom vlakna materijala ne prekidaju, a zatim je izvršena termička obrada čime se vrši otpuštanje zaostalih napona. Temperatura otpuštanja iznosi 425°C, a održava se tokom 30min, nakon čega se zavrtnji potapaju u

mešavinu vode i ulja radi ubrzanog hlađenja. Navoji dužine 100 mm izvedeni su na oba kraja zavrtnja, tako da je srednja trećina brezona bez navoja (Slika 3.42). Navrtke su izrađene od nelegiranog, ugljeničnog čelika i termički obrađene u procesu proizvodnje čime se postiže da pri najvećoj sili zatezanja u zavrtnju, ne dolazi do smicanja navoja. Na ovaj način se obezbeđuje da se zavrtnj može opteretiti do granice kidanja po njegovom ispitnom preseku.



Slika 3.42 Visokovredni zavrtnji – brezoni M12

Tabela 3.20 Hemijsko–mehaničke karakteristike čelika VV zavrtnjeva

Klasa čvrstoće	Hemijski sastav [%]				Mehaničke karakteristike					
	C (min)	C (max)	P (max)	S (max)	f_y [MPa]	f_u [MPa]	δ [%]	E_s [GPa]	Žilavost [J]	Tvrdoća HRC
10.9	0.25	0.55	0.04	0.05	900	1000	9	200	20	31

Sila se sa visokovrednog zavrtnja na AB stub prenosi uz pomoć krutih čeličnih pločica (Slika 3.9). Sklop prenosnih pločica, kojima se vrši utezanje AB stuba, izrađen je od konstrukcionog čelika kvaliteta S235JR, odnosno Č0361. Pločice su, iz table toplovaljanog lima debljine 10mm, sa sve četiri strane isecane sekačem sa plazma gasom. Usled niskog zagrevanja materijala dobijen je ravan rez, a deformacije koje bi mogle nastati pri rezanju nisu uočene. Rupe Ø13 u većim pločicama su takođe izrađene plazma sekačem.

Kvalitet čelika od kojeg su izrađeni visokovredni zavrtnji i prenosne pločice nije eksperimentalno ispitivan.

3.4.11. Ostali materijali

Metalne pločice kod modela stubova koji su ojačavani visokovrednim zavrtnjima su za betonski stub lepljene specijalnim lepkom Sikadur®-31 CF Normal švajcarskog proizvođača Sika. U pitanju je dvokomponentni, tiksotropni, strukturalni lepak i reparaturni malter, bez sadržaja razređivača, na bazi kombinacije epoksidnih smola i specijalnog filera, sa mogućnošću primene na vlažnim površinama i dizajniran za nanošenje pri temperaturama između +10°C i +30°C. Glavne prednosti lepka su jednostavno mešanje i nanošenje, veoma dobra adhezija na većini konstruktivnih materijala u građevinarstvu i to bez upotrebe prajmera, a može se nanositi kako na vlažnim tako i na suvim betonskim podlogama. Podloga (svi tipovi) mora biti čista, suva, bez prašine, slabo vezanih delova, bez prethodnih tretmana i bez postojećih, prethodno nanetih slojeva, itd. Čelične podloge moraju biti prethodno očišćene od masti, ulja, produkata korozije, starih premaza, boje i ostalih nečistoća, tako da se dobije sjajna metalna površina.

Lepak postiže visoku inicijalnu i krajnju mehaničku čvrstoću, očvršćava bez skupljanja, poseduje dobru otpornost na abraziju i nepropustan je za tečne materije i vodenu paru. Podaci o mehaničkim karakteristikama Sikadur lepka, prikazane u tabeli 3.21, preuzete su iz tehničkog lista proizvoda dobijenog od proizvođača.

Tabela 3.21 Tehničke karakteristike lepka Sikadur 31

Srednje vrednosti pri temperaturi očvršćavanja od 23°C		
Zapreminska masa	γ_z [kN/m^3]	1900
Čvrstoća pri pritisku – 1. dan	f_p [MPa]	45÷55
Čvrstoća pri pritisku – 3. dan	f_p [MPa]	55÷65
Čvrstoća pri pritisku – 7. dan	f_p [MPa]	60÷70
Čvrstoća pri zatezanju cepanjem – 1. dan	f_z [MPa]	6÷10
Čvrstoća pri zatezanju cepanjem – 3. dan	f_z [MPa]	17÷23
Čvrstoća pri zatezanju cepanjem – 7. dan	f_z [MPa]	18÷24
Čvrstoća prijanjanja (Adhezija) – Suv beton	f_a [MPa]	> 4.0
Čvrstoća prijanjanja (Adhezija) – Vlažan beton	f_a [MPa]	> 4.0
Čvrstoća prijanjanja (Adhezija) – Čelik	f_a [MPa]	11÷15
Modul elastičnosti – Zatezanje – 14. dan	$E_{z,st}$ [GPa]	5.0
Modul elastičnosti – Pritisak – 14. dan	$E_{p,st}$ [GPa]	4.6
Koeficijent termičkog širenja	α_T [$1/^\circ C$]	59×10^{-6}

Priprema lepka obavljena je mešanjem komponenti A+B, u odnosu 2:1, tokom 3 minuta upotrebom električnog mešača sa niskim brojem obrtaja sve dok materijal nije postao uniformne boje. Vreme očvršćavanja počinje kada se sjedine smola i učvršćivač (A i B komponente materijala) i pri temperaturi od 23°C iznosi oko 55min. Ovo vreme je nešto kraće na povišenim temperaturama, odnosno duže na nižim temperaturama.

Kvalitet epoksi lepka nije eksperimentalno ispitivan.

3.5. Program ispitivanja

Program eksperimentalnog istraživanja može se podeliti na Merenja na modelima stubova i Merenja na kontrolnim uzorcima. Izvršena eksperimentalna ispitivanja u cilju realizacije programa Merenja na modelima obuhvatala su:

1. Ispitivanje modela armiranobetonskih stubova bez ojačanja do loma, radi komparacije rezultata sa ispitivanjem ojačanih modela.
2. Detaljno ispitivanje ponašanja svih grupa ojačanih stubova pri nivou opterećenja koje odgovara eksploatacionim uslovima, radi utvrđivanja efekata sprežanja.
3. Ispitivanje granične nosivosti modela ojačanih AB stubova.

Za svaki stub u sklopu pomenutih ispitivanja utvrđen je poseban program koji sadrži dispoziciju modela mernih mesta, kao i način nanošenja opterećenja i registrovanja podataka, kao što je to u daljem i prikazano.

U sklopu programa Merenja na kontrolnim uzorcima izvršena su ispitivanja radi utvrđivanja mehaničkih karakteristika upotrebljenih materijala i to: čelika, armature, betona, Polimag-a, SikaGrout-a. Sva ispitivanja ovih uzoraka su sprovedena prema odgovarajućim i trenutno važećim domaćim standardima.

3.6. Priprema eksperimenta

Eksperimentalno istraživanje je obuhvatilo ispitivanje osam grupa od najmanje tri modela stuba. Prvu grupu od pet modela činili su kontrolni uzorci AB stubova bez ojačanja. Drugu, treću i četvrtu grupu od tri modela činili su uzorci AB stubova koji su bili ojačani čeličnom cevi uz popunjavanje međuprostora između zida cevi i stuba sitnozrnim betonom različitog kvaliteta. Petu i šestu grupu modela po tri stuba činili su uzorci ojačani čeličnim L profilima i veznim limovima, a posljednje dve grupe po tri stuba su stubovi ojačani sa poprečno postavljenim visokovrednim zavrtnjima. U tabeli 3.22 prikazane su oznake modela stubova prema usvojenim grupama.

Tabela 3.22 Oznake modela stubova

Uzorci stubova – Grupe	Oznaka
Kontrolni uzorci – AB stubovi bez ojačanja	<i>S1, S2, S3, S4, S5</i>
AB stubovi ojačani čeličnom cevi i sitnozrnim betonom MB20	<i>B21, B22, B23</i>
AB stubovi ojačani čeličnom cevi i sitnozrnim betonom MB40	<i>B41, B42, B43</i>
AB stubovi ojačani čeličnom cevi i Polimagom HK-04	<i>P01, P02, P03</i>
AB stubovi ojačani čeličnim L profilima i limovima na razmaku $e=10\text{cm}$	<i>L01, L02, L03</i>
AB stubovi ojačani čeličnim L profilima i limovima na razmaku $e=15\text{cm}$	<i>L51, L52, L53</i>
AB stubovi ojačani sa 3 reda visokovrednih zavrtnjeva	<i>V31, V32, V33</i>
AB stubovi ojačani sa 4 reda visokovrednih zavrtnjeva	<i>V41, V42, V43</i>

Podebljane su oznake modela stubova koji su ispitivani mernim trakama.

Eksperimentalno istraživanje obuhvatalo je registrovanje dve vrste deformacija. Merenje lokalnih deformacija, tj. specifičnih dilatacija materijala od kojeg su izrađeni modeli stubova, vršeno je na 13 uzoraka. Merenje globalnih deformacija, odnosno skraćivanja stubova, registrovana su kod 23 modela stuba merenjem pomeranja pokretne ploče hidraulične prese u odnosu na fiksni ram, na koji su postavljeni digitalni merni instrumenti.

Merna mesta za registrovanje specifičnih dilatacija mernim trakama locirana su na sredini dužine štapa ili blizu sredine, a postavljena su simetrično u odnosu na uzdužnu osu stuba kako bi se postiglo takozvano opasivanje preseka. Na taj način jedan od dobijenih podataka uvek predstavlja kontrolni na osnovu kojeg se može ustanoviti greška izmerenih veličina. Mernim trakama ispitivano je ukupno 13 modela stubova.

Kod kontrolnih AB stubova (stubovi bez ojačanja) opasivanje preseka izvršeno je mernim trakama postavljenim na polovini visine stuba. Poprečni presek sa rasporedom mernih mesta na ispitivanim uzorcima stubova prikazan je na slici 3.43-b.

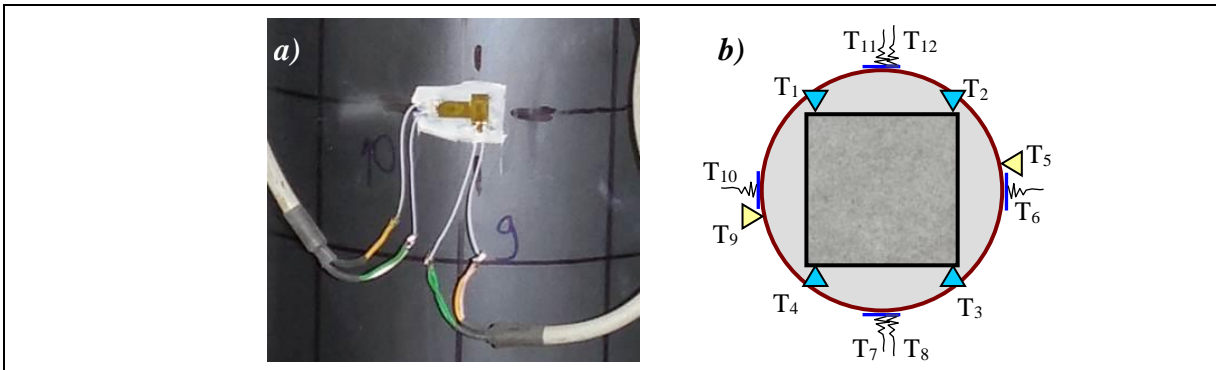


Slika 3.43 a) Merne trake na AB stubu
b) Raspored mernih mesta na poprečnom preseku

Srednji presek stuba *S2* i *S3* "opasan" je sa ukupno šest mernih traka i to četiri u podužnom pravcu i dve merne trake u poprečnom pravcu, (Slika 3.43-a). Preostala tri stuba

ove grupe nisu ispitivana mernim trakama, već su merene samo globalne deformacije stuba pomoću digitalnih davača pomeranja.

Na stubovima ojačanim čeličnim cevima, opasivanje preseka izvršeno je mernim trakama na polovini visine stuba. Merne trake postavljene su na ubetonirani AB stub i na čelični plašt sa spoljašnje strane. Na slici 3.44-a prikazane su merne trake postavljene na čeliku u dva ortogonalna pravca, dok je na slici 3.44-b prikazan je raspored mernih mesta sa oznakama mernih traka.

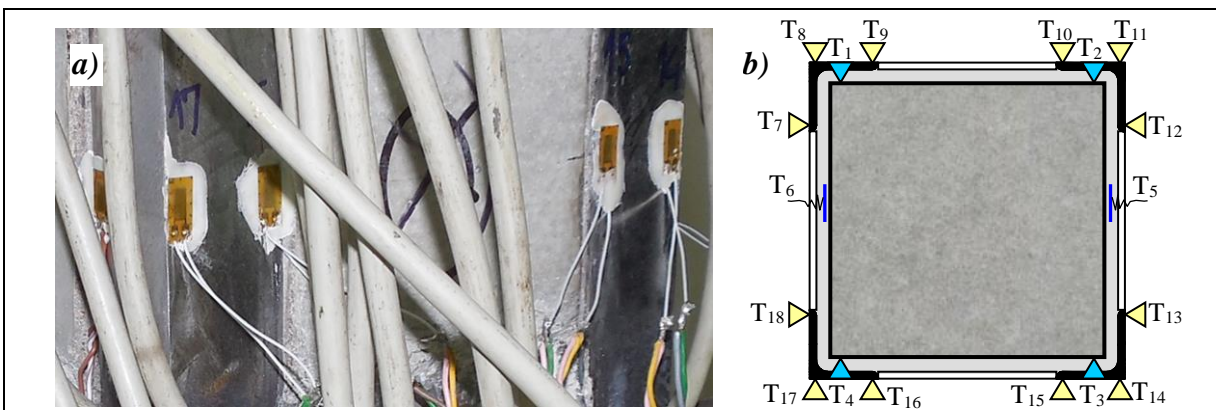


Slika 3.44 a) Merne trake na čeličnom plaštu
b) Raspored mernih mesta na srednjem poprečnom preseku

Srednji preseki stubova **B21**, **B41** i **P01** opasani su sa četiri vertikalne merne trake postavljene na AB stub unutar cevi, odnosno ispune, tako da se signalno provodni kablovi vode kroz masu očvrstlog betona prema vrhu cevi. Na sva tri uzorka stuba sa spoljašnje strane čeličnog plašta postavljeno je po osam mernih traka, i to četiri vertikalne i četiri horizontalne trake. Preostali modeli stubova ove tri grupe nisu ispitivana mernim trakama, već su registrovane samo globalne deformacije stuba pomoću digitalnih davača pomeranja.

Kod opisivanja mernih mesta i postavljenih mernih traka termin "Vertikalna traka" podrazumeva mernu traku koja je postavljena u podužnom pravcu, tako da se registruju dilatacije u pravcu visine stuba, dok termin "Horizontalna traka" označava mernu traku koja je postavljena poprečnom pravcu i služi za registrovanje dilatacija koje nastaju kao posledica bočnog širenja stuba.

Kod stubova koji su ojačavani L profilima i poprečnim limovima merni preseki locirani su blizu polovine visine stuba i to tako da se trake nalaze između veznih limova. Na slici 3.47 može se videti visinski položaj mernih preseka u zavisnosti od modela stuba.



Slika 3.45 a) Merne trake na čeličnim L profilima
b) Raspored mernih traka na poprečnom preseku

Merni preseki stubova *L01*, *L02*, *L51* i *L52* opasani sa ukupno 18 mernih traka, tako što su na beton postavljene četiri vertikalne i dve horizontalne trake. Na svaki valjani čelični L profil postavljeno je po tri vertikalne merne trake, kako bi bilo moguće pravilno odrediti težišni napon u profilu. Na slici 3.45-*a* vide se merne trake postavljene na uglovima L profila, a na slici 3.45-*b* prikazan je poprečni presek sa rasporedom mernih traka. Ostali modeli stubova iz ove dve grupe (*L03* i *L04*) ispitivani su samo registrowanjem globalnih deformacija, tj. skraćenja stuba.

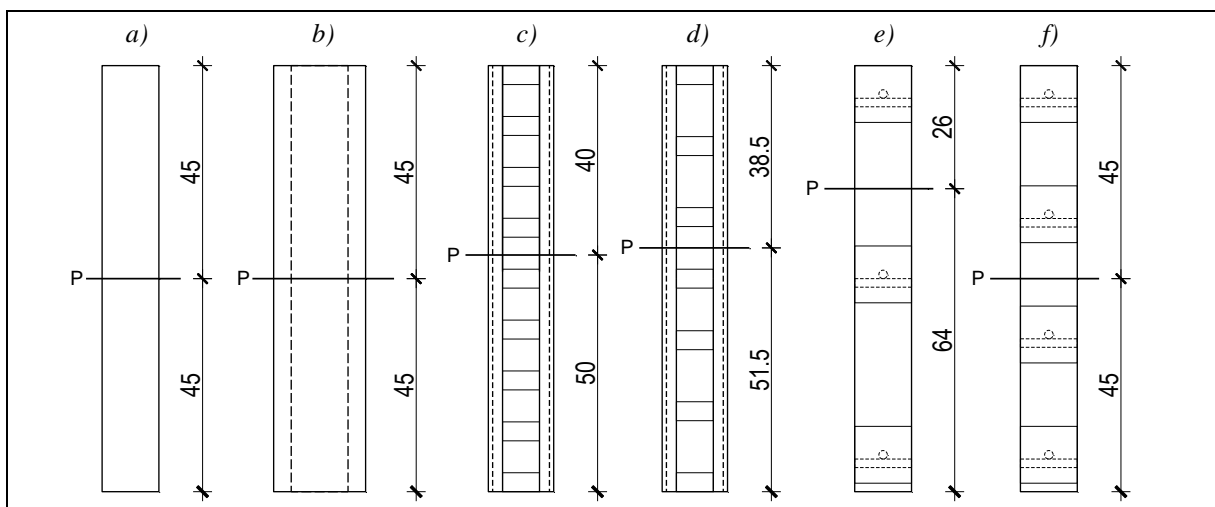
Na stubovima koji su ojačavani pritezanjem poprečno postavljenim VV zavrtnjima merni preseki locirani su na polovini rastojanja između dva susedna reda zavrtnjeva, što se može videti na slici 3.47.



Slika 3.46 a) Merne trake na betonu
b) Raspored mernih traka na poprečnom preseku

Merni preseki ispitivanih modela stubova *V31*, *V32*, *V41* i *V42* opasani su sa šest mernih traka postavljenih na betonski deo preseka, od toga su četiri trake vertikalne, a dve horizontalne. Specifične dilatacije na čeličnim delovima preseka nisu merene. Na slici 3.46-*a* vide se merne trake postavljene na betonu, dok je na istoj slici pod *b*) prikazan poprečni presek sa rasporedom mernih traka. Preostali modeli stubova ove dve grupe ispitivani su samo registrowanjem globalnih deformacija stuba.

Šematski prikaz visinskog položaja mernih preseka za sve modele stubova prikazan je na slici 3.47. Na slici pod *a*) prikazani su osnovni modeli stubova bez ojačanja, pod *b*) su prikazani modeli stubova ojačanih čeličnom cevi, *c*) i *d*) su stubovi ojačani L profilima i veznim limovima, a pod *e*) i *f*) su modeli AB stubova ojačanih VV zavrtnjima.



Slika 3.47 Položaj mernih preseka na modelima stubova

Dispozicija mernih preseka i mernih mesta omogućila je da se dobije potpuni uvid u ponašanje ojačanog modela stuba sa gledišta naponskog stanja, kao i eliminacije parazitnih uticaja ekscentriciteta, neravnomernog prenošenja opterećenja i slično.

3.7. Instrumenti

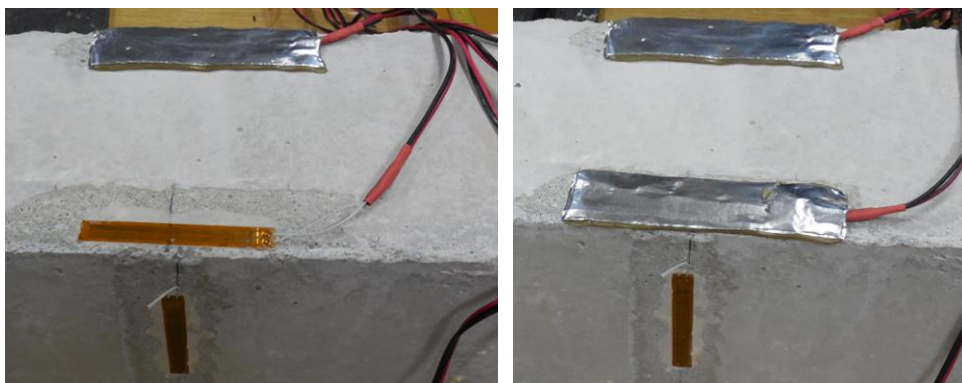
Instrumenti koji su korišćeni tokom eksperimentalnog istraživanja mogu se podeliti u dve grupe i to instrumenti za registrovanje lokalnih deformacija, tj. specifičnih dilatacija stubova i instrumenti za registrovanje globalnih deformacija stubova.

Merenje specifičnih dilatacija u pravcu glavnih napona na betonskim uzorcima vršeno je mernim trakama K-LY41-50/120 sa dužinom baze od 50mm, dok su dilatacije na čeličnim L profilima i cevima merene trakama K-LY41-6/120 sa dužinom baze od 6mm. Dilatacije pravaca glavnih napona na čeličnim cevima, merene su još i sa specijalnim mernim trakama kojima se istovremeno mogu registrovati deformacije u dva ortogonalna pravca, tzv. "T-rozeta", sa dužinom baze od 10mm, pod nazivom XA21-10/120. Proizvođač svih mernih traka je *HBM – Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH* - Nemačka. Tokom eksperimentalnog istraživanja upotrebljeno je ukupno 144 merne trake, od čega 72 trake "za beton", 60 traka "za čelik" i 6 rozeta. Za fiksiranje mernih traka na površini betona i čelika korišćen je specijalni dvokomponentni lepak *Schnellklebstoff X-60* nemačkog proizvođača *HBM*. Na slici 3.48 prikazane su merne trake, lepak sa pratećim priborom i pakovanje zaštitne obloge kojom se prekrivaju trake koje će biti ubetonirane.



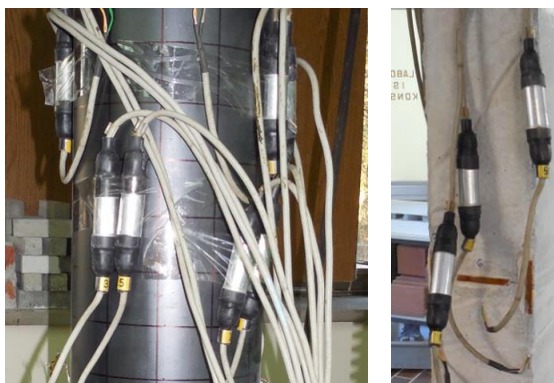
Slika 3.48 Merne trake, lepak X-60 i zaštitna obloga ABM75

Pošto je ojačavanje stubova vršeno ulivanjem betona u prostor između čelične cevi ili kaveza i AB stuba, naročita pažnja je posvećena zaštiti mernih traka i njenih izvoda s obzirom da su trake zalepljene na površini betonskog stuba, a nakon betoniranja ostaju u masi betona. Merne trake su nakon lepljenja prekrivene specijalnim materijalom za zaštitu mernih traka pod nazivom *ABM75* proizvođača *HBM*. Ovaj zaštitni prekrivač sastoji se od aluminijumske folije i trajnoelastičnog gita na bazi butil gume, čime se obezbeđuje potpuna fizička zaštita traka kako od udara, tako i od prodora vlage, vode i raznih nečistoća. Na slici 3.49 prikazan je način zaštite merne trake prekrivanjem. Spojevi izvoda mernih traka i ubetoniranih naponsko provodnih kablova (crveno-crni kablovi) obmotani su izolir-trakom, a zatim zaštićeni termoskupljajućom cevčicom, čime je obezbeđena potpuna izolacija od vlage unutar betona.



Slika 3.49 Zaštita mernih traka

Kompenzacija temperaturnih uticaja vršena je pomoću posebno formiranih provodnih kablova koju na sebi imaju ugrađenu specijalnu čauru sa kompenzacionom mernom trakom za eliminaciju uticaja temperature (Slika 3.50). Ovde je od značaja napomenuti da svaka aktivna merna traka ima svoju kompenzaciju, čime je tačnost merenja maksimalno povećana.



Slika 3.50 Specijalne čaure za kompenzaciju temperaturnih uticaja

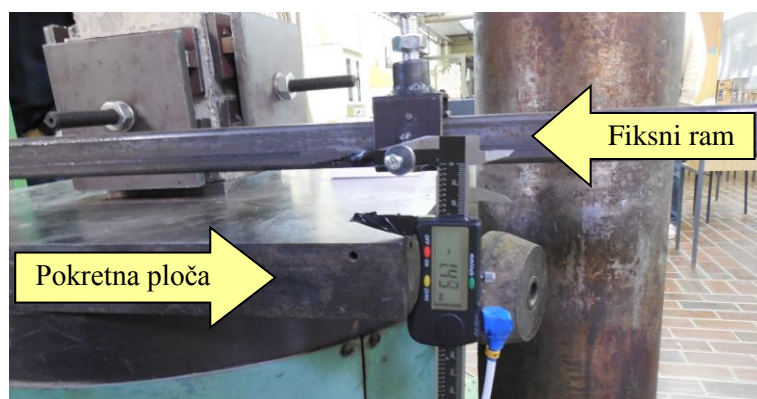
Akvizicija podataka sa mernih traka vršena je pomoću specijalnog sistema MGCplus proizvođača *HBM* (Slika 3.51). U pitanju je vrhunski savremeni sistem kojim se mogu vršiti statička ili dinamička merenja na 16 kanala (na jedan kanal moguće je povezati i do 20 mernih mesta) uz mogućnost registrovanja 19200 vrednosti u sekundi po jednom kanalu. Povezivanjem na računar ovog sistema i uz pomoć odgovarajućeg softvera mogu se u realnom vremenu pratiti sve registrovane promene. Digitalno snimanje podataka vršeno je softverom Catman Easy v3.4, u koji su, kao ulazni podaci, unete tehničke karakteristike mernih traka kao što su: vrednost otpora, k-faktor i parametri za temperaturnu kompenzaciju.



Slika 3.51 Sistem za digitalnu akviziciju podataka sa mernih traka

Merne trake i instrumenti za registrovanje specifičnih dilatacija izrađeni su od strane istog proizvođača čime je osigurana njihova potpuna međusobna kompatibilnost.

Globalne deformacije stuba, odnosno promena dužine ili skraćenje stuba određene su tako što je mereno pomeranje donje – pokretne ploče hidraulične prese u odnosu na pod laboratorije. U procesu nanošenja sile gornja ploča prese je fiksna, dok se donja ploča izdiže pomoću klipa. Ovo pomeranje (izdizanje) registrovano je pomoću dva digitalna nonijusa postavljena na dva kraja donje ploče prese. Instrumenti su fiksirani za nepomični ram koji je bio postavljen iza prese, kako ne bi smetali prilikom manipulacije sa modelima stubova, što se vidi na slici 3.52. Tokom kalibracije merne tehnike utvrđeno je da su pomeranja sve četiri ugaone tačke donje ploče prese gotovo identična, do u nekoliko stotih delova milimetra, te su iz tog razloga upotrebljena samo dva merna instrumenta za registrovanje globalnog skraćenja stuba.



Slika 3.52 Instrument za merenje globalnih deformacija

Za ova merenja korišćeni su digitalni nonijusi, model 601/SA, nemačkog proizvođača MIB Messzeuge, tačnosti $1/100mm$ i mernom dužinom od $150mm$. Instrumenti su preko izvoda i kablova povezani na digitalni pretvarač signala koji je dalje spojen sa računarem. Na ovaj način bilo je moguće vršiti akviziciju podataka sa nonijusa sa intervalom od 2 čitanja u jednoj sekundi ($2Hz$). Registrovani podaci snimani su u realnom vremenu u otvorenoj Microsoft Excel tabeli. Sistem za akviziciju podataka sa digitalnih nonijusa sastoji se od pretvarača signala, prenosnog računara i kompenzacionog šublera.

Ispitivanje modela stubova vršeno je pomoću hidraulične prese nosivosti $2000kN$. Merenje sile, koja se aplicira na ispitivani model do loma, vršeno je preko mehaničkog merača pritiska ulja u presi, uz tačnost sile u granicama $\pm 4kN$.

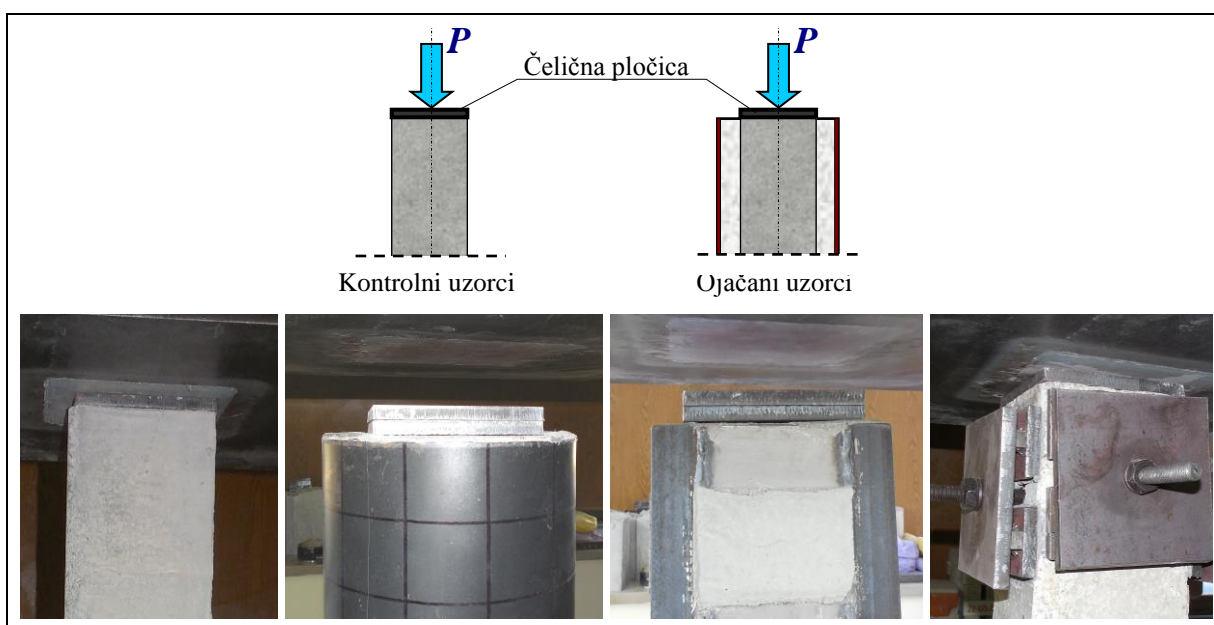
3.8. Izvođenje eksperimenta

Eksperimentalni modeli su, nakon opremanja i povezivanja kablova sa mernim instrumentom, ispitivani prema utvrđenom programu. Ispitivanja modela stubova izvršena su u vertikalnom položaju. Stubovi su na presu postavljeni preko čelične pločice koja je prethodno fiksirana za donju pokretnu ploču prese, kako bi se osiguralo centrično unošenje sile. Na slici 3.53 prikazani su svi modeli stubova pripremljeni za ispitivanje.

Opterećenje na modele bilo je naneto posredno preko čeličnih pločice (gornje i donje) dimenzija $\approx 120 \times 120 \times 10mm$, tako da je bio opterećivan samo AB stub (jezgro), kao što se vidi na slici 3.54. Na ovaj način se simuliraju uslovi iz realne konstrukcije ojačane razmatranim metodama, kod kojih se unos opterećenja vrši samo preko betonskog stuba, a takođe su na ovaj način eliminisani uticaji nepravilnosti površine betona na unos opterećenja.



Slika 3.53 Modeli stubova neposredno pre ispitivanja



Slika 3.54 Unos opterećenja preko čelične pločice

Eksperimentalno istraživanje prema programu "Merenja na modelima stubova" izvršeno je 672 dana (19.10.2013.g.) nakon izrade AB stubova i kontrolnih uzoraka betona, a 120 dana nakon ojačavanja AB stubova čeličnom cevi, 47 dana nakon ojačavanja čeličnim kavezima i 9 dana nakon utezanja VV zavrtnejeva. Za ispitivanje svih 26 modela bilo je potrebno ukupno dva dana. Nanošenje opterećenja do loma na jedan stub trajalo je oko pola sata, te se može smatrati da je aplicirano opterećenje, uslovno, kratkotrajnog karaktera. Ispitivanje je obavljeno u laboratoriji pri temperaturi od 20°C i relativnoj vlažnosti vazduha od oko 50%. Neposredno pre početka eksperimenta izvršeno je "nulto" čitanje na instrumentima i očitavanje pri tehničkom nivou opterećenja od 5kN. Zatim je opterećenje povećavano u inkrementima od 50kN u početku, zatim 25kN, dok je u oblasti pred očekivani lom opterećenje je uvećavano u koracima od 10kN. Na ovakav način dobijen je vrlo dobar pregled stanja napona i deformacija ispitivanog modela. U pojedinom inkrementu opterećenje je nanoseno brzinom od oko 2kN/s, dok su sama merenja vršena približno 2÷3 minuta nakon apliciranog opterećenja radi eventualne stabilizacije deformacija.

Rezultati eksperimentalnog istraživanja

4

4. REZULTATI EKSPERIMENTALNOG ISTRAŽIVANJA

4.1. Uvod

Ispitivanje modela stubova je izvršeno u toku dva dana prema sledećem redosledu: prvo su ispitana tri kontrolna uzorka ($S01$, $S02$ i $S03$), a zatim i dva uzorka sa ojačanjem ($V31$ i $V41$). Nakon ovih ispitivanja izvršena je kontrola rezultata radi provere postupka ispitivanja i radi eventualne korekcije programa ispitivanja. Na osnovu ove analize došlo se do zaključka da je odstupanje registrovanih rezultata sa mernih traka vrlo malo, što je pokazalo kako je program ispitivanja dobro osmišljen, tako da nije bila potrebna izmena procedure ispitivanja modela stubova. Svi preostali modeli su ispitivani prema istom programu. Uzorci opremljeni mernim trakama ispitani su istog dana.

U daljem tekstu poglavlja dat je detaljan prikaz rezultata ispitivanja stubova, kao i prikaz karakterističnih vrednosti izmerenih deformacija pomoću mernih traka i digitalnih davača pomeranja. Treba napomenuti da, zbog velikog obima ovih podataka, u prikazu nisu obuhvaćani svi inkrementi opterećenja, već su analizirane karakteristične vrednosti pri nivou eksploatacionog i graničnog opterećenja.

Uticaji na dijagramima prezentirani su u odnosu na apsolutnu vrednost sile pritiska P , kao i prema relativnom odnosu P/Pu kako bi se bolje mogao sagledati deformacijski odgovor stuba, gde je sa P označena vrednost sile u određenom inkrementu opterećenja, dok Pu označava registrovanu silu loma stuba. Specifične dilatacije prikazane na dijagramima predstavljaju dilatacije u nivou težišta poprečnog preseka dobijenu iz odgovarajućeg broja mernih traka.

Preraspodela sile na pojedine delove spregnutog preseka analizirana je pomoću takozvanog bilansa sila pri eksploatacionom nivou opterećenja koje približno odgovara opterećenju od polovine sile loma za posmatrani modela stuba.

U tabelama u kojima su prikazani statistički obrađeni podaci date su: izmerene vrednosti, prosečna vrednost rezultata, standardno kvadratno odstupanje (devijacija), koeficijent varijacije rezultata, kao i raspon vrednosti. S obzirom da standardna devijacija (Sn) ima dimenziju svojstva koje se ispituje, vrlo je teško samo na osnovu nje oceniti stepen rasipanja rezultata. Stoga je, prema preporukama iz [88], uvedena i posebna mera disperzije, tzv. koeficijent varijacije (Cv) koji predstavlja odnos standardne devijacije i aritmetičke sredine izmerenih rezultata (\bar{X}) i izražava se u procentima. Raspon rezultata (R) predstavlja razliku između najveće (X_{max}) i najmanje (X_{min}) vrednosti od izmerenih veličina (X_i). Parametri za kategorizaciju raspodele u kojoj se vrednost merenja nalaze određeni su izrazima:

$$Sn = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}} \quad (4.1)$$

$$Cv = \frac{Sn}{\bar{X}} \cdot 100\% \quad (4.2)$$

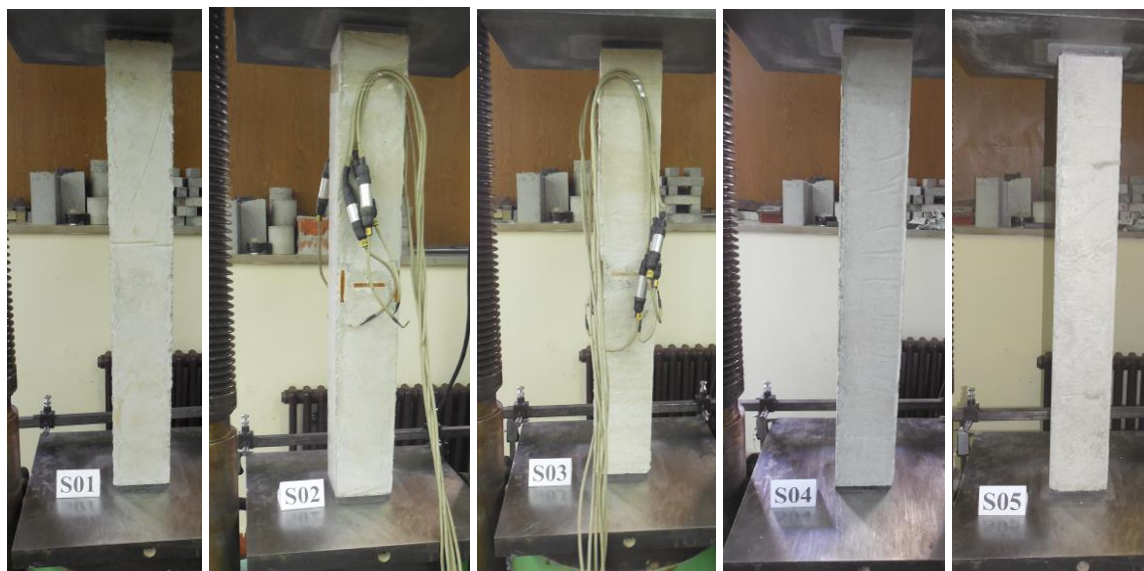
$$R = X_{max} - X_{min} \quad (4.3)$$

Na osnovu prikazanih parametara, vrednosti rezultata ispitivanja mogle su biti procenjene sa visokim stepenom pouzdanosti.

4.2. Ponašanje modela

4.2.1. Stubovi kontrolne grupe

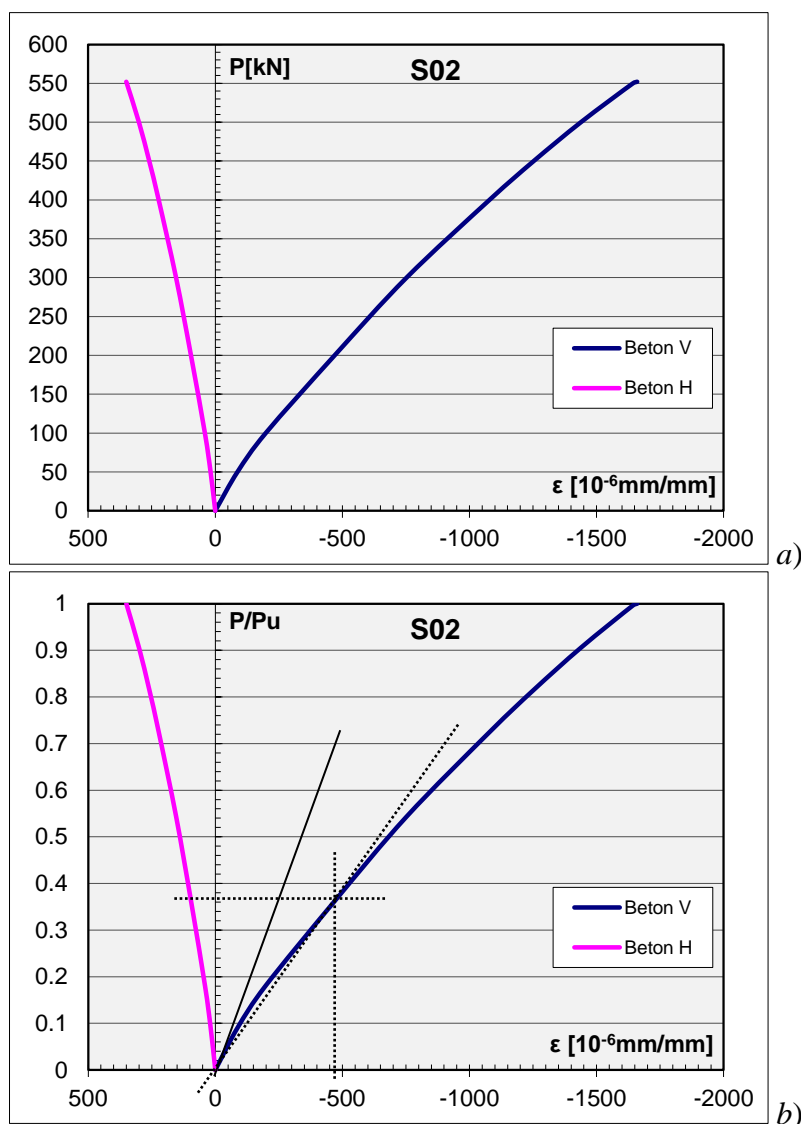
Ispitivanje pet modela kontrolnih armiranobetonskih stubova, tj. stubova bez ojačanja, prema fazama programa ispitivanja, vršeno je sve do loma, radi komparacije rezultata sa ispitivanjem ojačanih modela. Na ovaj način bila je moguća direktna procena uspešnosti ojačanja AB stubova prikazanim metodama.



Slika 4.1 Modeli kontrolnih stubova $S0x$ neposredno pre ispitivanja

Na slici 4.1 prikazani su modeli stubova neposredno pre ispitivanja. Uzorci su na pokretni klip prese postavljeni preko čelične pločice. Na uzorcima $S02$ i $S03$ uočavaju se signalno provodni kablovi mernih traka. Tokom sprovođenja eksperimenta vršeno je digitalno registrovanje podataka za svaki inkrement opterećenja, tj. za sve faze programa. Registrovanje specifičnih dilatacija mernim trakama vršeno je za uzorke $S02$ i $S03$, dok su kod uzoraka $S04$ i $S05$ registrovane samo globalne deformacije štapa pomoću digitalnih davača pomeranja – šublera. Kod modela stuba $S01$ nije vršeno digitalno registrovanje podataka. Prvi model poslužio je, između ostalog, i za kontrolu postupka eksperimenta, kao i procenu ponašanja uzorka pre opremanja instrumentima. Kod svih modela, pored granične vrednosti sile, registrovani su još i veličina sile pri kojoj dolazi do pojave prslina, njihov nastanak i razvoj, karakteristični tip loma, kao i proces i veličina globalne deformacije.

Dalja analiza daje detaljan prikaz rezultata ispitivanja modela stuba kontrolne grupe sa oznakom $S02$. Na slikama 4.2-a i 4.2-b prikazani su dijagrami apsolutne i relativne promene aksijalne sile pritiska u odnosu na uzdužne i poprečne dilatacije za model stuba $S02$. Usvojene oznake "Beton V" i "Beton H" na dijagramima odnose se na pravce glavnih dilatacija na vertikalnom stubu. Podužna – vertikalna dilatacija ε_1 označena je sa "V", dok je poprečna – horizontalna dilatacija ε_2 označena sa "H".

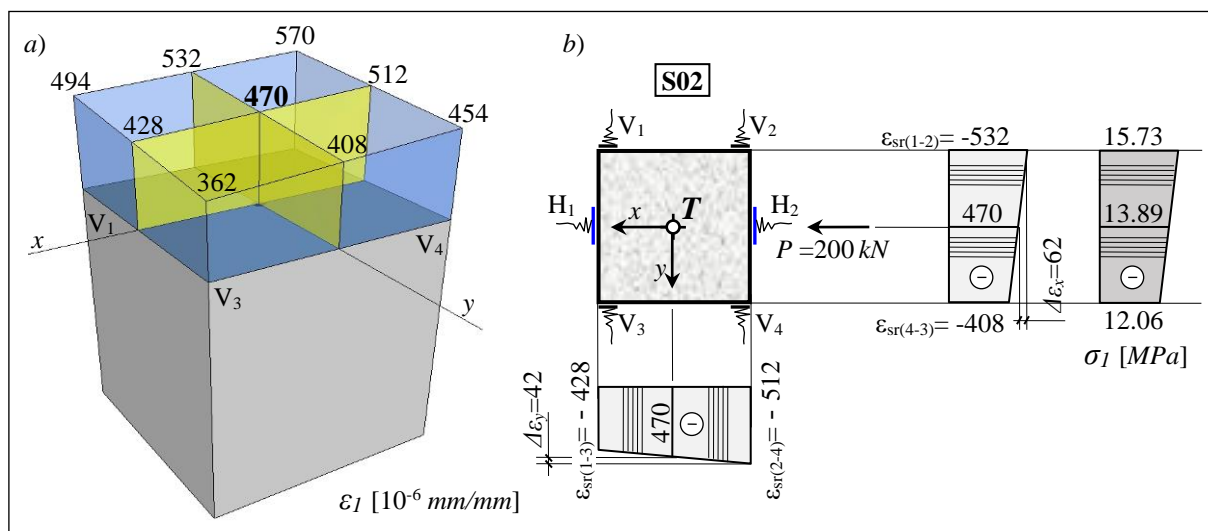


Slika 4.2 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba S02

Analizom dijagrama sa slike 4.2 može se uočiti da je ponašanje modela stuba S02 gotovo linearno kroz sve faze nanošenja opterećenja i da izraženiji nelinearan rast deformacija u odnosu na prirast sile nije registrovan. Početni nagib tangente na podužnu dilataciju (Beton V), tj. početni modul elastičnosti, prikazan na slici 4.2-b punom linijom, ima za oko 30% višu vrednost u odnosu na za sekantni modul elastičnosti određen pri standardnom nivou napona od $0.4f_b$. Sam dijagram je oblika plitke kvadratne parabole zbog čega se modul elastičnosti pri višim naponskim stanjima vrlo malo menja. Odnos poprečne i podužne dilatacije modela stuba (*Poisson*-ov koeficijent) zadržava konstantnu vrednost kroz sve inkremente opterećenja.

Naponsko-deformacijska analiza sprovedena je za opterećenje koncentrisanom silom pritiska $P=200kN$ za presek na polovini visine stuba. Odnos vrednosti sile iz analize i njene granične vrednosti $P/P_{it}=0.362$ približno odgovara vrednosti 40% pritiska čvrstoće uzorka. Za ovaj odnos napona pritiska i odgovarajućih dilatacija definisan je sekantni modul elastičnosti prema Evrokodu 2, što je na slici 4.2-b prikazano isprekidanim linijama. Stanje podužnih dilatacija na modelu stuba S02, kao i način određivanja težišne dilatacije prikazan je na slici 4.3-a. U analizi napona, specifične dilatacije pritiska usvojene su u apsolutnim vrednostima. Sa dijagram na slici 4.3-b uočava se da je razlika između dilatacija naspramnih tačaka i težišta preseka relativno mala. Ovo ukazuje na to da je model stuba opterećen centrično i da su

momenti savijanja usled ekscentričnosti sile minimalni, tako da se može smatrati kako je uzorak bio ispitivan kao čisto aksijalno opterećen stub, što je i bio cilj ispitivanja.



Slika 4.3 Stanje podužnih dilatacija kod modela stuba S02

Podužna težišna dilatacija i središnji napon u stubu iznose:

$$\epsilon_{T,sr} = 470 \cdot 10^{-6} \text{ mm/mm}$$

$$\sigma_{T,sr} = P/A = 200 \cdot 10^3 / 144 \cdot 10^{-4} = 13.89 \text{ MPa}$$

Sekantni modul elastičnosti AB stuba za posmatrani inkrement opterećenja

$$E_b = \sigma_{T,sr} / \epsilon_{T,sr} = 13.89 \cdot 10^3 / 470 \cdot 10^{-6} = 29.56 \text{ GPa}$$

Momenti savijanja usled ekscentričnosti sile

$$M_x = \Delta\epsilon_x \cdot E_b \cdot W_x = 62 \cdot 10^{-6} \cdot 29.56 \cdot 10^6 \cdot 0.12^3 / 6 = 0.53 \text{ kNm}$$

$$M_y = \Delta\epsilon_y \cdot E_b \cdot W_y = 42 \cdot 10^{-6} \cdot 29.56 \cdot 10^6 \cdot 0.12^3 / 6 = 0.36 \text{ kNm}$$

Na osnovu analize stanja dilatacija za opterećenje $P_{exp} = 200 \text{ kN}$ može se zaključiti da su momenti savijanja izazvani ekscentričnim postavljanjem uzorka u presu minimalni.

Preraspodela opterećenja između armature i betona, tzv. bilans sila, određena je iz uslova jednakosti njihovih specifičnih dilatacija.

$$\epsilon_a = \epsilon_b = 0.470\% = 470 \cdot 10^{-6} \text{ mm/mm}$$

Normalne sile koje prihvataju armatura i beton su:

$$N_a = \epsilon_a \cdot E_a \cdot A_a = 470 \cdot 10^{-6} \cdot 210 \cdot 10^6 \cdot 2.26 \cdot 10^{-4} = 22.3 \text{ kN}$$

$$N_b = P - N_a = 200 - 22.3 = 177.7 \text{ kN}$$

Srednja vrednost poprečne dilatacije je

$$\epsilon_{H,sr} = 96 \cdot 10^{-6} \text{ mm/mm}$$

Poisson-ov koeficijent za model stuba iznosi

$$\mu = \epsilon_{H,sr} / \epsilon_{T,sr} = 96 / 470 = 0.204$$

Odnos specifičnih dilatacija ima konstantnu vrednost kroz sve inkremente opterećenja sve do dostizanja loma modela stuba, što se uočava i sa dijagrama prikazanih na slici 4.2.

Prve prsline registrovane su u podužnom pravcu pri sili od oko $P=500kN$ ($0.90 P_u$) u zonama na krajevima stuba. Daljim povećavanjem sile došlo je širenja i propagacije podužnih prslina, a zatim i do oljuskavanja zaštitnog sloja, nakon čega je nastupio gubitak nosivosti pri sili $P=552kN$. Dužina prslina na jednom kraju stuba, u trenutku loma, iznosila je oko 25cm, što je približno jednako dvostrukoj stranici poprečnog preseka.

Maksimalni napon u stubu neposredno pred lom iznosi

$$\sigma_{b \max} = P_{\max} / A = 552 \cdot 10^{-3} / 144 \cdot 10^{-4} = 38.33 MPa$$

Preraspodela granične sile na delove preseka određena je iz uslova jednakosti deformacija armature i betona.

$$\varepsilon_a = \varepsilon_b = 1.660\text{‰}$$

Maksimalni napon u čeliku-armaturi

$$\sigma_a = \varepsilon_a \cdot E_a = 1.660 \cdot 10^{-3} \cdot 2,1 \cdot 10^5 = 349 MPa < \sigma_{02} = 500 MPa$$

Normalna sila koju prihvata armatura

$$N_a = \sigma_a \cdot A_a = 349 \cdot 10^3 \cdot 2.26 \cdot 10^{-4} = 78.8 kN$$

Normalna sila u betonskom delu preseka

$$N_b = P_u - N_a = 552 - 78.8 = 473.2 kN$$

Preraspodela sile pritiska na betonski deo preseka i na armaturu za karakteristične korake opterećenja prikazana je u tabeli 4.1. Iz analize preraspodele normalne sile uočava se da armatura u nosivosti posmatranog modela stuba učestvuje sa oko 8÷14%. Na slici u okviru tabele dat je grafički prikaz preraspodele sile na beton i na armaturu kroz inkremente opterećenja (*i*).

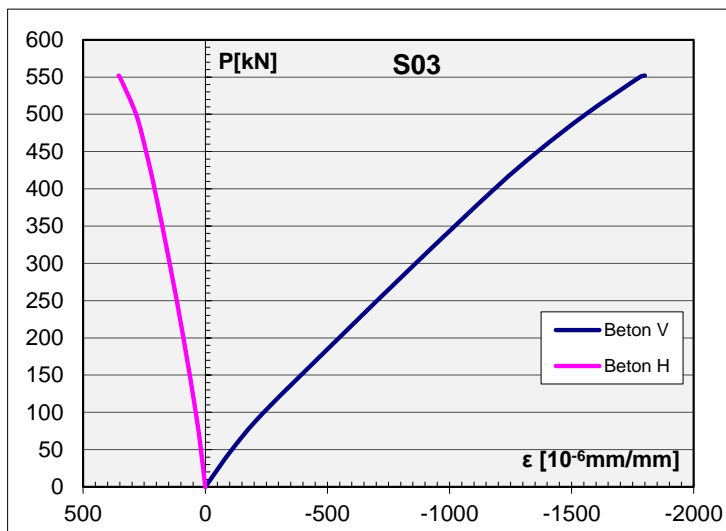
Tabela 4.1 Preraspodela opterećenja na delove preseka

<i>P</i> [kN]	$\varepsilon \times 10^{-6}$ [mm/mm]		<i>N</i> [kN]		<i>N</i> [%]		Dijagram preraspodele opterećenja
	Pres.	Pod.	Pop.	Arm.	Bet.	Arm.	
0	0	0	0	0	0	0	
50	-88	18	4.2	45.8	8	92	
100	-199	41	9.4	90.6	9	91	
200	-470	96	22.3	177.7	11	89	
300	-753	154	35.7	264.3	12	88	
400	-1079	223	51.2	348.8	13	87	
450	-1253	260	59.5	390.5	13	87	
500	-1439	300	68.3	431.7	14	86	
550	-1643	348	78.0	472.0	14	86	
552	-1660	350	78.8	473.2	14	86	

Prethodno prikazana analiza napona i deformacija odnosi se na model stuba *S02*, koji je izabran kao reprezent kontrolne grupe stubova. Ista analiza sprovedena je i za model *S03*, a rezultati su u daljem tekstu prikazani u konačnom obliku.

Dijagram apsolutne promene aksijalne sile pritiska u odnosu na uzdužne i poprečne dilatacije kod modela stuba *S03* prikazan je na slici 4.4. Slično kao i kod prethodnog uzorka,

uočava se da je ponašanje gotovo potpuno linearno kroz sve faze opterećenja. Takođe, nelinearan rast deformacija u odnosu na prirast sile, ni kod ovog modela, nije registrovan, dok je odnos poprečne i podužne dilatacije modela stuba konstantan kroz sve inkremente opterećenja. Nastanak, mesto i razvoj podužnih prslina je gotovo identičan kao i kod prethodnog modela. Sila pri kojoj nastaju prsline je oko $P=510kN$, dok je do gubitka nosivosti došlo pri sili $P=552kN$.



Slika 4.4 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba S03

Sekantni modul elastičnosti AB stuba

$$E_b = \sigma_{T,sr} / \varepsilon_{T,sr} = 13.89 \cdot 10^{-3} / 548 \cdot 10^{-6} = 25.35 GPa$$

Momenti savijanja usled ekscentričnosti sile

$$M_x = \Delta \varepsilon_x \cdot E_b \cdot W_x = 141 \cdot 10^{-6} \cdot 25.35 \cdot 10^6 \cdot 0.12^3 / 6 = 1.03 kNm$$

$$M_y = \Delta \varepsilon_y \cdot E_b \cdot W_y = 152 \cdot 10^{-6} \cdot 25.35 \cdot 10^6 \cdot 0.12^3 / 6 = 1.11 kNm$$

Poisson-ov koeficijent modela stuba pri eksploatacionom opterećenju iznosi

$$\mu = \varepsilon_{H,sr} / \varepsilon_{T,sr} = 90 / 548 = 0.164$$

Maksimalni napon u betonu neposredno pred lom

$$\sigma_b = P_{max} / A = 552 \cdot 10^{-3} / 144 \cdot 10^{-4} = 38.33 MPa$$

Preraspodela opterećenja pri stanju granične nosivosti za $\varepsilon_a = \varepsilon_b = 1.779\text{‰}$

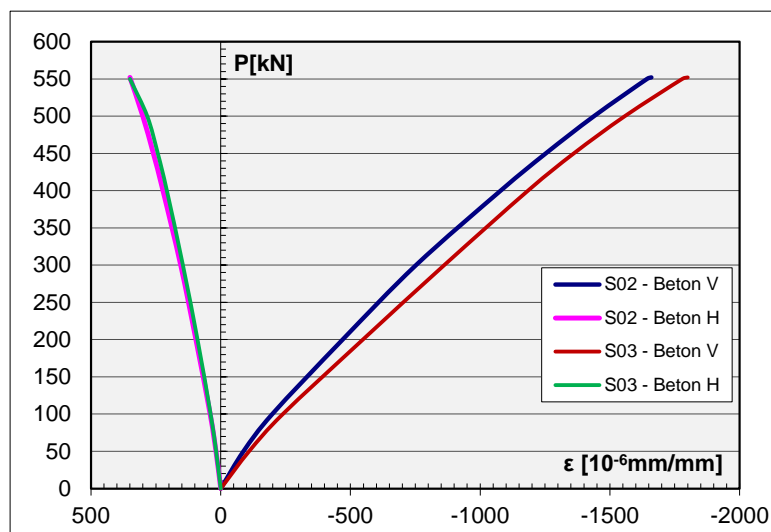
$$N_a = \varepsilon_a \cdot E_a \cdot A_a = 1.779 \cdot 10^{-3} \cdot 2.1 \cdot 10^5 \cdot 2.26 \cdot 10^{-4} = 84.5 kN$$

$$N_b = P_u - N_a = 552 - 84.5 = 467.5 kN$$

Kao i kod prethodnog modela armatura u nosivosti stuba učestvuje sa oko 10÷15%.

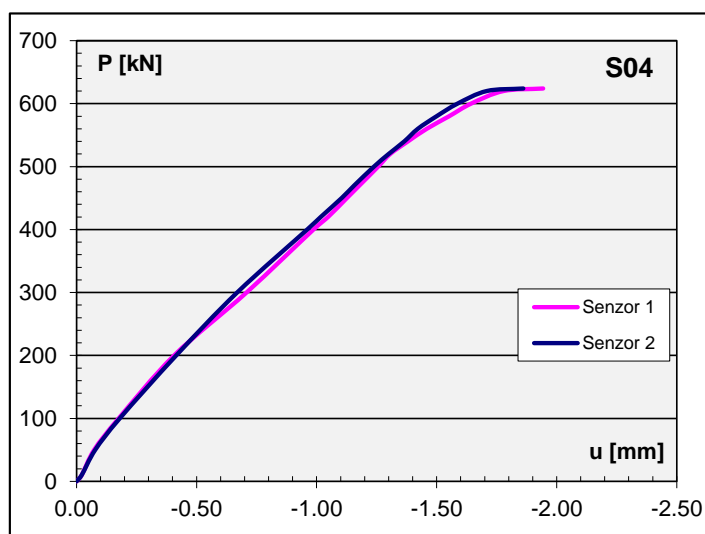
Na slici 4.5 uporedno su prikazani dijagrami specifičnih dilatacija za modele stubova S02 i S03. Podužne specifične dilatacije za poslednju fazu opterećenja, tj. lom uzorka, kod oba modela stuba kreću se u granicama $\varepsilon_{b,pod}=(1.6\div 1.8)\text{‰}$, dok su poprečne dilatacije $\varepsilon_{b,pop}=0.35\text{‰}$. Odnos poprečne i podužne dilatacije kod oba modela stuba zadržava konstantnu vrednost kroz sve inkremente opterećenja, iako se vrednosti između uzoraka međusobno razlikuju. Oba modela pokazala su gotovo identično ponašanje, uz registrovanje rezultata koji su u saglasnosti sa poznatim vrednostima za ovaj tip AB konstrukcije. Na osnovu svega

prikazanog može se zaključiti da se i svi preostali modeli prve grupe, što se tiče naponsko deformacijskog odgovora, ponašaju na identičan način.



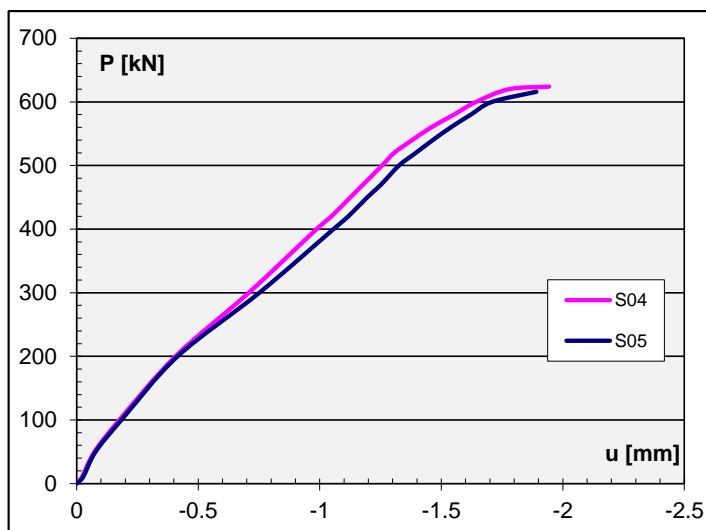
Slika 4.5 Usporedni dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba S02 i S03

Dijagram prikazan na slici 4.6 prikazuje zavisnosti između normalne sile (P) i promene dužine (u), odnosno skraćenja modela stuba S04. Prikazani podaci predstavljaju digitalni zapis dobijen od dva elektronska davača pomeranja, koji su označeni sa Senzor 1 i 2. Zapisi sa oba uređaja imaju međusobno vrlo bliske vrednosti, što ukazuje na to da je opterećenje na model stuba naneto ravnomerno, s obzirom da je mereno pomeranje ploče hidraulične prese.



Slika 4.6 Dijagram zavisnosti aksijalne sile i skraćenja stuba S04

Na slici 4.7 uporedno su prikazani dijagrami zavisnosti normalne sile u odnosu na podužnu deformaciju stubova S04 i S05. Uočava se da je ponašanje oba modela stuba gotovo identično sve do loma. Kada se međusobno uporede dijagrami vidi se da je, u svim fazama opterećenja, odstupanje između modela relativno malo. Oba modela stuba imaju vrlo bliske sile loma i granične deformacije, kao i izraženo linearno ponašanje sve do neposredno pred lom. Ovo ponašanje je u skladu sa poznatim činjenicama, da na centrično opterećenim elementima, pri konstantnoj brzini nanošenja opterećenja, stepen zakrivljenosti naponsko – deformacijskog dijagrama za betone visokih pritisnih čvrstoća ima vrlo malu vrednost [5].



Slika 4.7 Dijagram zavisnosti aksijalne sile i skraćenja stubova S04 i S05

Iz prikazanih dijagrama može se izvesti zaključak da je, što se tiče globalnih deformacija, ponašanje i preostalih modela kontrolne grupe identično. Maksimalno skraćenja model stuba neposredno pred lom kreće se u granicama od $u=1.75\div 1.90$ mm. Granične dilatacije nalaze se u okviru očekivanih vrednosti za ovaj tip elementa i iznose

$$\varepsilon_{pod} = \frac{\Delta l}{l} = \frac{1.75\div 1.90}{900} = 1.94\div 2.11\text{‰}$$

Prsline kod modela S04 i S05 nastajale su, kao i kod prethodna dva uzorka, pri sili od oko 500 kN, započinjale su na krajevima uz napredovanje u podužnom pravcu po visini stuba sve do dužine od oko $l=20\div 25$ cm, kada je nastao lom modela. Naponi u betonu neposredno pred lom nešto su viši nego kod prethodna dva uzorka, što je direktna posledica viših graničnih sila kod ova dva modela. Maksimalni naponi iznosili su oko 43 MPa.

Slike 4.8 prikazuju krajeve stubova neposredno nakon ispitivanja gde se uočava karakterističan način loma ove grupe modela. Na slikama se jasno uočavaju podužne prsline i pukotine nastale u zonama pri vrhu, odnosno dnu uzorka. Prsline su se na svim uzorcima javljale na oba kraja, s tim da je pri lomu dolazilo do izraženijeg razaranja modela samo na jednom kraju.



Slika 4.8 Karakterističan oblik pri lomu modela stubova kontrolne grupe

Kod uzorka S03 došlo je do potpunog odbacivanja zaštitnog sloja u zoni pri dnu stuba, tako da se jasno vidi položaj i razmak uzengija. "Duple" uzengije koje se uočavaju su preklopi šipki koji su izvedene po jednoj stranici zatvorene uzengije. Na modelu S05 došlo je do pucanja i odbacivanja zaštitnog sloja na dužini od oko 20 cm što se jasno uočava na slici.

Prilikom ispitivanja, svih pet uzorka iz ove grupe pokazali su vrlo slično ponašanje sve do loma. Prve podužne prsline registrovane su na krajevima stuba, u zoni unosa sile, pri nivou opterećenja 90% od sile loma. Do loma, odnosno otkazivanja nosivosti, dolazilo je usled pucanja i mrvljenja betona na mestu unosa sile, što se vidi na slikama 4.8 i 4.9. Nakon dostizanja čvrstoće betona pri pritisku došlo je do loma betona i to prvo zaštitnog sloja, a zatim i jezgra obuhvaćenog uzengijama. Efekti utezanja uzengijama izraženi su samo u uglovima kvadratnog poprečnog preseka, čime prvenstveno doprinose povećavaju duktilnosti preseka, ali bitno ne utiču na graničnu nosivost centrično pritisnutih elemenata posmatranog oblika [8]. Zbog relativno gustog razmaka uzengija u zonama pri kraju stuba, koje su, kao i podužna armatura izvedene od glatkog čelika, dolazilo je do prsline i pukotina koje su nastajale na kontaktu betona zaštitnog sloja i armaturnog koša. Sve ovo je imalo za posledicu potpuno oljuskavanje zaštitnog sloja sve do armature. Nakon odvajanja zaštitnog sloja prenos sile vršilo je samo betonsko jezgro obuhvaćeno uzengijama. Usled ovakve redukcije poprečnog preseka vrlo brzo je dolazilo do gubitka nosivosti modela stuba.

Granične sile stubova kontrolne grupe registrovane prilikom ispitivanja prikazane su u tabeli 4.2. Prikazana je još i prosečna vrednost izmerenih sila, standardna devijacija, koeficijent varijacije rezultata kao i raspon vrednosti.

Tabela 4.2 Granične sile stubova kontrolne grupe

Kontrolni uzorci									
Uzorak	<i>S01</i>	<i>S02</i>	<i>S03</i>	<i>S04</i>	<i>S05</i>	Srednja vrednost	S_n [kN]	C_v [%]	R [kN]
P_u [kN]	616	552	552	624	616	592.0	36.7	6.2	72.0
P_u [kN]	616	-	-	624	616	618.7	4.6	0.8	8.0

Nešto veće međusobno odstupanje vrednosti granična sila, uz standardnu devijaciju rezultata od $S_n=36.7kN$, koeficijent disperzije od $C_v=6.2\%$ i raspon vrednosti $R=72kN$, verovatno je posledica nešto nižih mehaničkih karakteristika betona od kojeg su izrađeni modeli *S02* i *S03*. Ukoliko bi se ova dva modela isključila iz proračuna karakterističnih vrednosti odstupanje rezultata iznosilo bi svega $S_n=4.6kN$ uz zanemarljivu disperziju od $C_v=0.8\%$ i minimalni raspon vrednosti. Na slici 4.9 prikazano je svih pet modela stubova prve grupe, nakon završenog ispitivanja.



Slika 4.9 Modeli kontrolnih stubova nakon ispitivanja

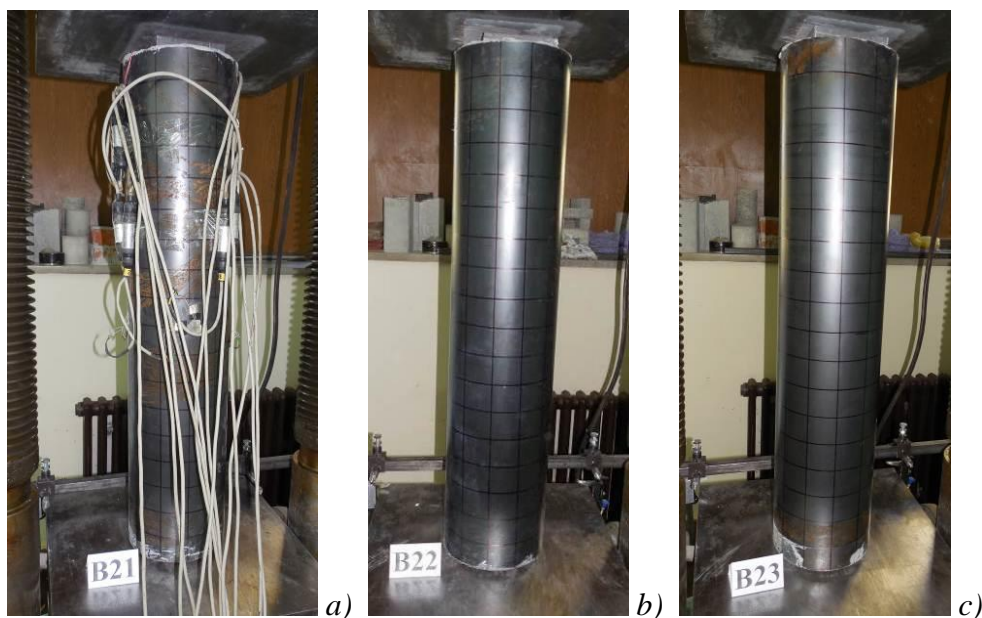
4.2.2. Stubovi ojačani čeličnim cevima

Ispitivanje devet modela armiranobetonskih stubova ojačanih čeličnim plaštom i ispunom od dve vrste sitnozrnog betona i ispunom od Polimaga HK-04, prema fazama programa ispitivanja, vršeno je sve do loma, radi komparacije rezultata sa ispitivanjem ne ojačanih modela. Na ovaj način bila je moguća direktna procena uspešnosti ojačanja AB stubova čeličnim cevima, a takođe je bilo omogućeno i međusobno poređenje ovih modela, kako bi se uvideli uticaji različitog kvaliteta ispune.

Tokom sprovođenja eksperimenta, kao i kod kontrolnih stubova, vršeno je digitalno registrovanje podataka za svaki inkrement opterećenja, tj. za sve faze programa, sve do loma uzorka, kao i registrovanje vrednosti granične sile, karakteristični tip loma, proces i veličina globalne deformacije modela.

4.2.2.1. Ispuna 1 – Beton C20/25

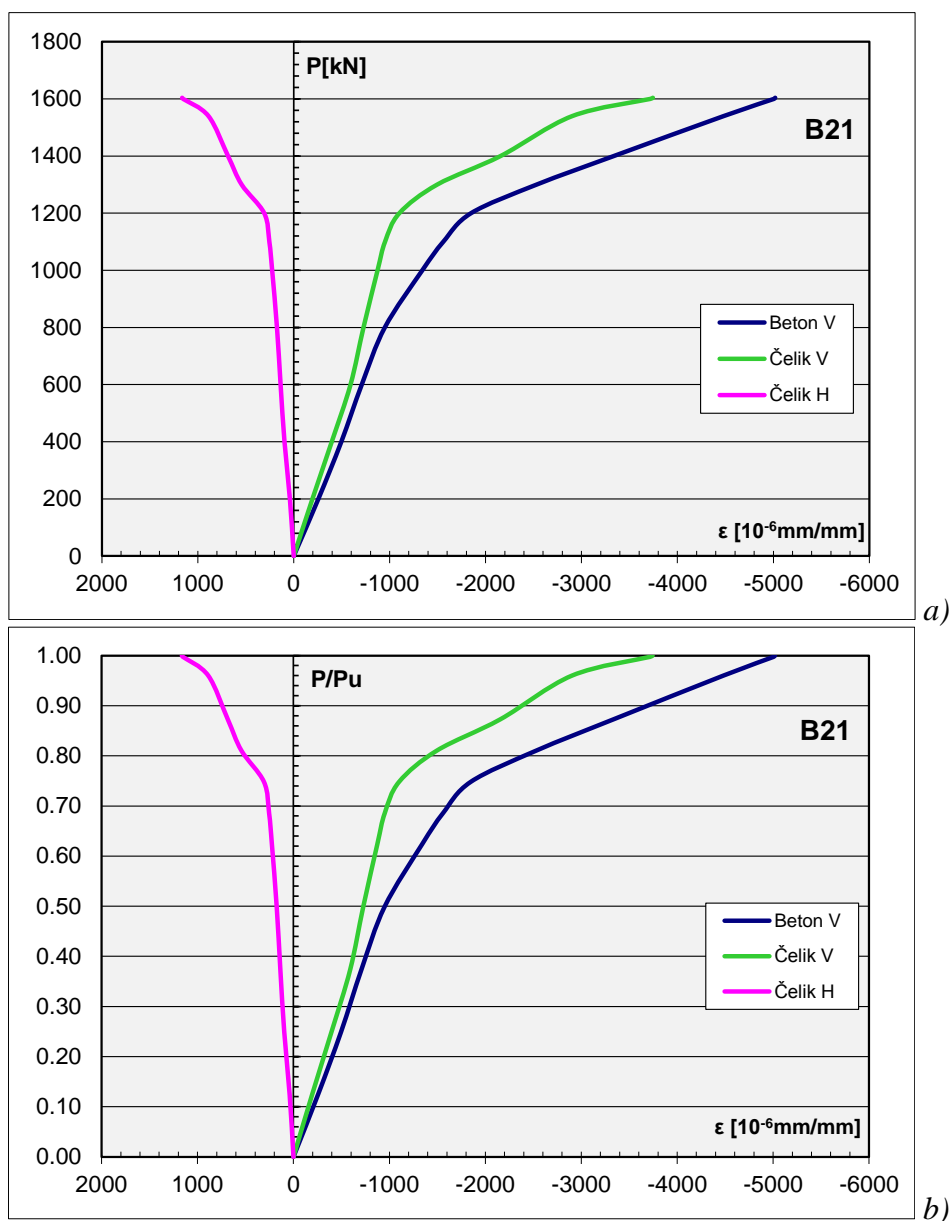
Prvu grupu činila su tri modela stuba ojačana čeličnom cevi i ispunom od sitnozrnog betona nešto nižeg kvaliteta u odnosu na beton osnovnog stuba. Beton svojim mehaničkim karakteristikama odgovara kvalitetu betona klase C20/25.



Slika 4.10 Modeli ojačanih stubova B2x neposredno pre ispitivanja

Na slici 4.10 prikazani su modeli stubova ojačanih čeličnom cevi i ispunom od sitnozrnog betona neposredno pre ispitivanja. Na uzorku B21 uočavaju se signalno provodni kablovi mernih traka.

Dalja analiza daje detaljan prikaz rezultata ispitivanja modela stubova B21, koji je ispitivan mernim trakama i digitalnim davačima pomeranja. Na slici 4.11-a i 4.11-b prikazani su dijagrami apsolutne i relativne promene aksijalne sile pritiska u odnosu na uzdužne i poprečne dilatacije za merene pravce. Usvojene oznake "Beton V", "Čelik V" i "Čelik H" na dijagramima odnose se na pravac glavnih dilatacija na vertikalnom stubu. Specifične dilatacije u vertikalnom (V) pravcu merene su na betonu osnovnog AB stuba, dok su dilatacije čelika merene u vertikalnom (V) i horizontalnom (H) pravcu.



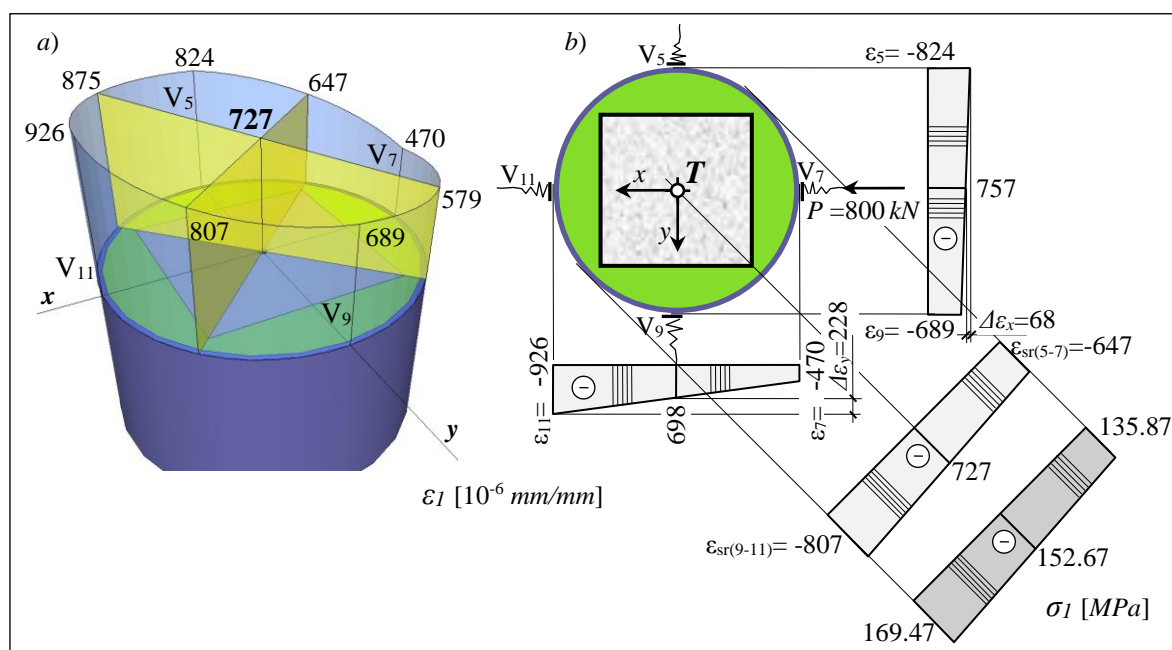
Slika 4.11 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba B21

Analizom dijagrama može se uočiti da je ponašanje svih delova spregnutog preseka linearno sve dok se element nalazi u oblasti eksploatacionog opterećenja, odnosno do nivoa koji približno odgovara polovini nosivosti stuba. Izraženiji nelinearan rast deformacija u odnosu na prirast opterećenja registrovan je pri nivou od oko 75% od sile loma stuba. Ovakvo ponašanje je u skladu sa podacima iz literature koji se odnose na ponašanje spregnutih stubova oblika čelične cevi ispunjene betonom [39] i [81]. Takođe, sa dijagrama je moguće uočiti da su podužne specifične dilatacije na čeličnom plaštu i na AB stubu različite, što znači da nije ostvareno potpuno sprezanje preseka. Zbog relativno niskih mehaničkih karakteristika betona ispunje transfer sile, sa osnovnog AB stuba na čelik, nije mogao biti ostvaren u punoj meri. Različite vrednosti specifičnih dilatacija u betonu i čeliku, pri višim naponskim stanjima navode do zaključka da je došlo do pojave klizanja između delova spregnutog preseka. Primenjenom mernom tehnikom nije bilo moguće utvrditi da li je do klizanja došlo na kontaktu između AB stuba i ispunje, na kontaktu između čelika i ispunje, ili je u pitanju kombinacija oba slučaja. Međutim, utiskivanje metalne pločice za prenos opterećenja u stub neposredno pri lomu navodi na zaključak da je nastalo otkazivanje veze između AB stuba i

ispune. Razilaženje u vrednostima između specifičnih dilatacija betona i čelika je relativno malo u domenu eksploatacionog opterećenja, odnosno do nivoa sile $P=0.5Pu$.

Analiza napona i deformacija sprovedena je poprečni presek na polovini visine uzorka za opterećenje koncentrisanom silom pritiska $P=800kN$. Odnos vrednosti sile iz analize i njene granične vrednosti odgovara polovini nosivosti uzorka. Stanje podužnih specifičnih dilatacija na modelu stuba *B21* prikazano je na slikama 4.12 i 4.13.

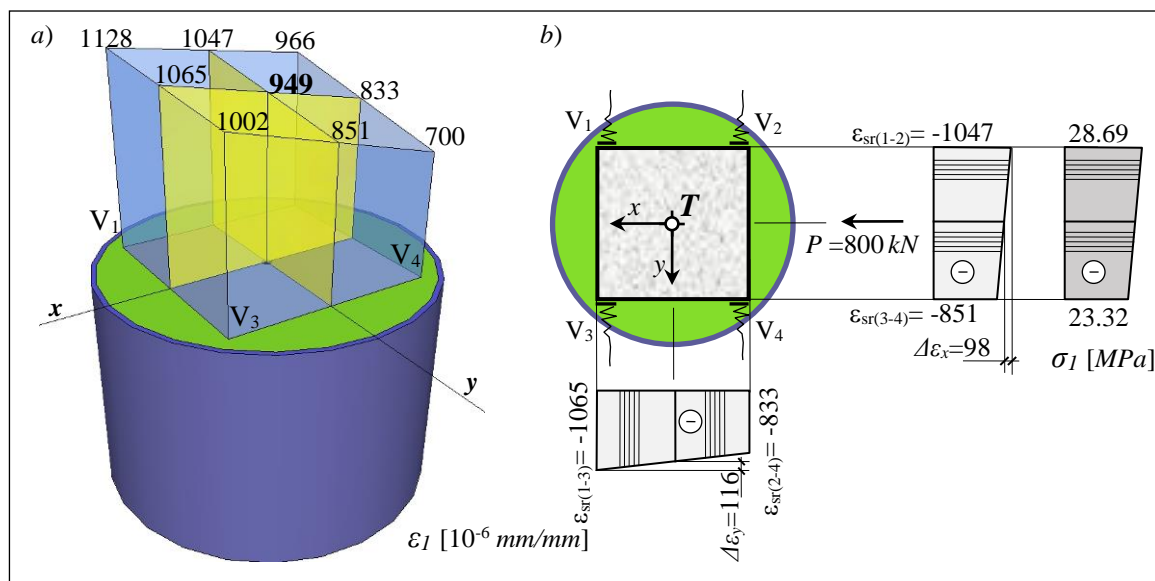
Princip određivanja težišne dilatacije iz četiri merene vrednosti (V_5 , V_7 , V_9 i V_{11}) na čeličnom plaštu prikazan je na slici 4.12-a. Dijagrami sa slike 4.11 prikazuju težišne vrednosti izračunate na ovaj način. Na osnovu izmerenih i izračunatih težišnih dilatacija, kao što je to prikazano na slici 4.12-b određene su razlike $\Delta\varepsilon$ za ose x i y , na osnovu kojih se mogu odrediti momenti savijanja oko navedenih osa. Analizom vrednosti dilatacija sa slike 4.12-b uočava se da je razlika između deformacija naspramnih tačaka i težišta relativno mala i da su sekundarni momenti savijanja nastali usled ekscentričnosti sile minimalni.



Slika 4.12 Specifične dilatacije čeličnog dela preseka za model stuba B21

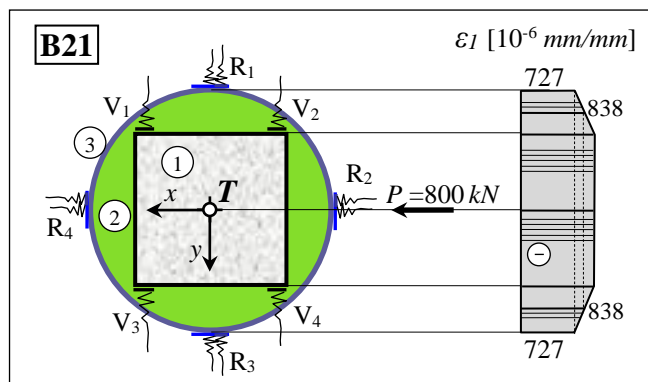
S obzirom da je opterećenje u stub uneto preko jezgra (osnovnog AB stuba) sila se na čelični deo preseka prenosi isključivo trenjem između betona ispune i plašta. Nešto niža vrednost dilatacije izmerena u tački V_7 , u odnosu na ostale tri tačke, verovatno je posledica određenih nedostataka nastalih pri ugradnji betona ispune. Ako se uporede vrednosti dilatacija čelika i betonskog dela preseka uočava se da je njihov odnos 1:1.3, što ukazuje kako je došlo do nejednakog skraćanja pomenutih delova preseka.

Na slici 4.13-a prikazan je način određivanja težišne dilatacija na betonu osnovnog AB stuba. Slično, kao i kod čeličnog dela preseka, uočava se da je razlika između dilatacija naspramnih tačaka i težišta relativno mala (Slika 4.13-b), što potvrđuje da je model stuba opterećen centrično i da su momenti savijanja usled ekscentričnosti opterećenja gotovo ne postojeći. Sve ovo ukazuje na to da se može smatrati da je uzorak bio ispitivan kao čisto aksijalno opterećen stub, što je i bio osnovni cilj ispitivanja. Iz prikazane analize vidi se preciznost što se tiče postavljanja modela na presu za ispitivanje.



Slika 4.13 Specifične dilatacije betonskog dela preseka za model stuba B21

Angažovanje pojedinih delova spregnutog, trodelnog, preseka "Beton-Ispuna-Čelik" prikazano je pomoću tzv. bilansa sila pri eksploatacionom opterećenju od $P=800\text{kN}$ za presek na polovini visine stuba. Na slici 4.14 prikazano je stanje podužnih dilatacija na stubu B21. U daljoj analizi usvojene su prosečne (težišne) vrednosti dilatacija u čeliku i betonu. Usvojeno je da specifične dilatacije betona ispune, uz armiranobetonski stub, imaju iste vrednosti kao i odgovarajuće dilatacije na betonu stuba, dok dilatacije betona ispune uz čelični plašt, imaju iste vrednosti kao i odgovarajuće dilatacije na čeliku, što je prikazano na slici 4.14. Specifična dilatacija betona ispune dobijena je kao srednja vrednost dilatacija čelika i AB stuba.


 Slika 4.14 Specifične dilatacije ϵ_l kod stuba B21

Analizirani poprečni presek sačinjavaju sledeći delovi:

1. AB stub	$A_b = 144\text{cm}^2$	$E_b = 27.4\text{GPa}$;
2. Ispuna C20/25	$A_F = 134\text{cm}^2$	$E_F = 23.3\text{GPa}$;
3. Čelična cev	$A_s = 18.3\text{cm}^2$	$E_s = 210\text{GPa}$.

Gde je sa A označena površina, a sa E modul elastičnosti. Kod AB stuba i ispune usvojene vrednosti E predstavljaju sekantni modul elastičnosti pri nivou opterećenja od $0.4f_p$ određen na cilindričnim kontrolnim uzorcima. Opterećenje na stubu deli se, između pojedinih delova preseka, proporcionalno njihovoj aksijalnoj krutosti i registrovanoj specifičnoj dilataciji. Proračun bilansa sila prikazan je u tabeli 4.3.

Deo aksijalne sile koju prihvata pojedini deo preseka (P_i), određen je na osnovu izraza

$$P_i = \varepsilon_i E_i A_i \quad (4.4)$$

gde je ε_i izmerena specifična dilatacija u podužnom pravcu za pojedini deo preseka.

Tabela 4.3 Bilans sila za opterećenje $P=800kN$

Sila u pojedinom delu preseka		P_i/N
$P_{AB} = \varepsilon_b E_b A_b = 949 \cdot 10^{-6} \cdot 27.4 \cdot 10^6 \cdot 144 \cdot 10^{-4}$	= 374.6kN	41%
$P_F = \varepsilon_f E_f A_f = 838.3 \cdot 10^{-6} \cdot 23.3 \cdot 10^6 \cdot 134 \cdot 10^{-4}$	= 261.7kN	29%
$P_s = \varepsilon_s E_s A_s = 727 \cdot 10^{-6} \cdot 210 \cdot 10^6 \cdot 18.3 \cdot 10^{-4}$	= 279.5kN	30%
$\Sigma P_i = N$	= 915.8kN	

Kao što se iz prikazanog može sagledati od ukupne sile koje deluje na uzorak osnovni betonski stub prihvata 41%, ispuna 29%, a čelični plašt 30%. Bilans ovih sila daje ukupnu vrednost od $N=915.8kN$, koja je, u odnosu na unetu silu veća za 13%. Ista analiza sprovedena je za svaki inkrement opterećenja u domenu eksploatacionih uticaja, a dobijeni rezultati prikazani su u tabeli 4.4. Prikazana je preraspodela sila na delove spregnutog preseka u apsolutnim i relativnim vrednostima, kao i sila registrovana na presi. Određena odstupanja, između sila očitanih na presi i sila dobijenih proračunom bilansa sila, verovatno su uzrokovana i činjenicom da se moduli elastičnosti, kako betona stuba tako i ispune, određuju pri čistom aksijalnom stanju napona, dok je realno naponsko stanje materijala složeno, što pored ostalog ima uticaja i na modul elastičnosti. Pored toga zakrivljenost naponsko – deformacijskog dijagrama modela stuba nije Takođe, proračun bilansa sila vršen je sa površinama koje su dobijene računskim putem na osnovu dimenzija sa crteža, dok su stvarno izvedene površine verovatno različite od računskih. Međutim, činjenica da su odstupanja relativno mala, potvrđuje se tačnost, ne samo merenja na ovome stubu, već i tačnost prethodnih eksperimenata u cilju određivanja početne vrednosti modula elastičnosti.

Tabela 4.4 Preraspodela opterećenja pri eksploatacionim stanjima

P_p [kN]	$\varepsilon_i \times 10^{-6}$ [mm/mm]			P_i [kN]			N [kN]	P_i/N [%]			P_p/N [%]
	Čelik	Ispuna	AB stub	Čelik	Ispuna	AB stub		Čel.	Isp.	AB st.	
0	0	0	0	0	0	0	0.0	0	0	0	-
200	-195	-226	-257	75.0	70.6	101.4	246.9	30	29	41	81
400	-397	-446	-496	152.4	139.4	195.7	487.5	31	29	40	82
600	-592	-651	-709	227.5	203.2	279.9	710.6	32	29	39	84
800	-727	-838	-949	279.5	261.7	374.6	915.8	30	29	41	87

Iz sprovedene analize bilansa sila utvrđeno je da, u domenu eksploatacionog opterećenja, preraspodela sile između pojedinih delova spregnutog preseka ostaje gotovo nepromenjena u odnosu Čelik:Ispuna:AB stub = 30:29:41. Takođe, utvrđena je i relativno dobra povezanost između betona ispune, AB stuba i čelične cevi za nivo opterećenja $P < 0.5P_u$.

Bilans sila nije bilo moguće sprovesti kroz granične inkremente opterećenja, jer se pri višim vrednostima napona moduli elastičnosti menjaju u odnosu na početne, što nije bilo moguće precizno utvrditi. Pri višim vrednostima opterećenja postoji još i značajna razlika između dilatacija betona stuba i čelika cevi, što dovodi do zaključka da je došlo do popuštanja veze između delova spregnutog preseka. Do proklizavanja najverovatnije je došlo na kontaktu između AB stuba i ispune, kao posledica načina unošenja opterećenja.

Prema teoriji elastičnosti analiza spregnutih poprečnih preseka sprovodi se za presek sa idealizovanim karakteristikama. Deo normalne sile koju prihvata pojedini deo spregnutog preseka (P_i) može se odrediti iz izraza (4.5), koji je određen iz uslova jednakosti dilatacija svih delova preseka.

$$P_i = P \frac{E_i A_i}{E^* A^*} = P \frac{\tilde{A}_i}{A^*} \quad (4.5)$$

gde su:

P – sila koja deluje na stub;

E_i, A_i – modul elastičnosti i površina pojedinog dela preseka;

E^*, A^* – uporedni modul elastičnosti i površina idealizovanog preseka;

\tilde{A}_i – redukovana površina dela preseka ($\tilde{A}_i = n_i A_i$).

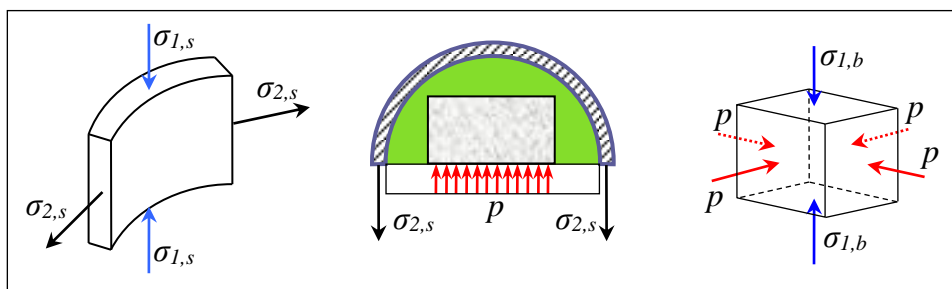
Odnos redukovane površine (\tilde{A}) i površine idealizovanog preseka (A^*) praktično može prikazati procentu preraspodelu sile na delove spregnutog preseka. U tabeli 4.5 dat je proračun distribucije opterećenja na pojedine delove poprečnog preseka, a uporedo su navedene i vrednosti preraspodele sile dobijene iz bilansa sile.

Tabela 4.5 Preraspodela opterećenja na delove spregnutog preseka

	E_i [GPa]	A_i [cm ²]	$n_i = E_i/E^*$ [-]	$\tilde{A}_i = n_i A_i$ [cm ²]	\tilde{A}_i/A^* [%]	Exp. [%]
Čelik	210	18.3	7.66	140.26	35	30
Ispuna	23.3	134	0.85	113.95	29	29
AB stub	27.4	144	1.00	144.00	36	41
$E^* =$	27.4		$A^* = \Sigma \tilde{A} =$	398.20		

Kada se uporede vrednosti preraspodele dobijene računskim putem sa eksperimentalnim vrednostima uočava se da je angažovanje AB stuba 5% manje, dok je kod čelika angažovanje veće za 4%. Ovo je moguće objasniti činjenicom da je eksperimentalni model bio opterećen samo preko centralnog dela, tj. AB stuba, dok se kod spregnutog preseka smatra da je celokupni poprečni presek ravnomerno opterećen. Kvalitet betona ispune je kod ove grupe modela bio relativno nizak, tako da se transfer sile, sa osnovnog stuba na čelični plašt, nije mogao ostvariti u punoj meri.

Analiza stanja napona sprovedena je pri граничном stanju opterećenja. Na slici 4.15 prikazana su naponska stanja u čeliku i betonu za posmatrani model stuba.



Slika 4.15 Stanje napona u analiziranom modelu stuba

Na osnovu izmerenih dilatacija bilo je moguće odrediti vrednost unutrašnjeg, ravnomerno podeljenog pritiska (p), koji se javlja unutar cevi kod modela stuba B21. U analizi napona u čeličnom plaštu usvojene su pretpostavke ravnog stanja napona. Napon u pravcu tangente u odnosu na poprečni presek stuba ($\sigma_{2,s}$) sračunat je prema izrazu:

$$\sigma_{2,s} = \frac{E_s}{1-\nu_s^2} (\varepsilon_{2,s} + \nu \varepsilon_{1,s}) \quad (4.6)$$

gde su:

$\varepsilon_{2,s}$ – dilatacija čelične cevi u pravcu tangente na poprečni presek stuba;

$\varepsilon_{1,s}$ – dilatacija čelične cevi u pravcu podužne ose stuba.

Specifične dilatacije čelika izmerene su pri graničnom opterećenju.

Poisson-ov koeficijent za čelik iznosi $\nu_s = 0.3$.

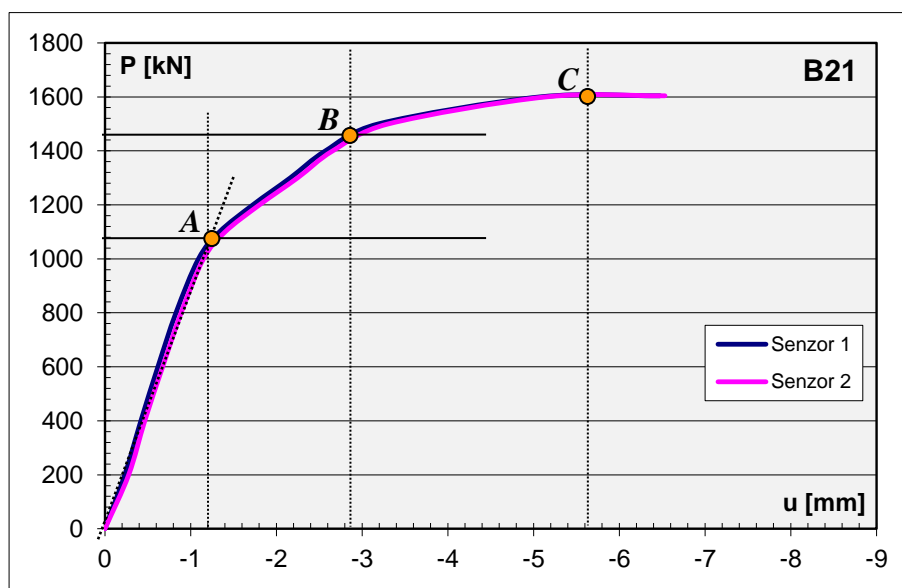
$$\sigma_{2,s} = \frac{210 \cdot 10^3}{1-0.3^2} (1163 + 0.3 \cdot (-3744)) 10^{-6} = 9.18 \text{MPa}$$

Prema analizi datoj u poglavlju 2. ovog rada unutrašnji pritisak u čeličnoj cevi, ispunjenoj betonom, računa se prema izrazu:

$$p = \frac{2t \cdot \sigma_{2,s}}{D_s} \quad (4.7)$$

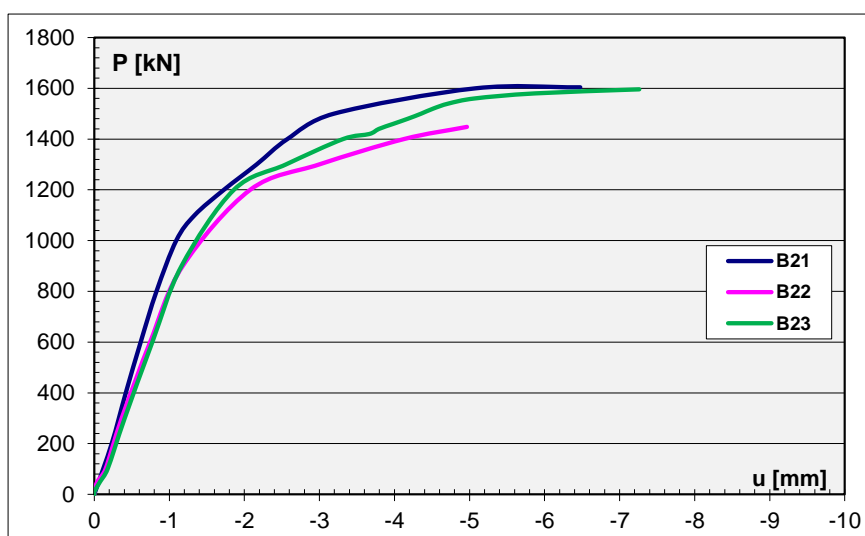
$$p = \frac{2 \cdot 3 \cdot 10^{-3} \cdot 9.18 \cdot 10^3}{191 \cdot 10^{-3}} = 290 \text{kPa} = 0.3 \text{MPa}$$

Dijagram koji pokazuje zavisnost između normalne sile (P) i promene dužine, odnosno skraćenja (u) modela stuba *B21* prikazan je na slici 4.16. Prikazani podaci predstavljaju digitalni zapis dobijen od dva elektronska davača pomeranja (Senzor 1 i 2). Sa dijagrama se uočava da je ponašanje modela stuba gotovo potpuno linearno sve do sile od 1080kN , (tačka *A*) što približno odgovara računskoj sili pri kojoj dolazi do dostizanja poprečne dilatacije od 0.2% u osnovnom *AB* stubu. Prirast deformacija do dostizanja nosivosti betona ispune, pri sili od 1450kN , (tačka *B*) ima nešto manje izražen tok. Daljim povećavanjem sile uočava se izraženiji nelinearan prirast deformacija. Nakon dostizanja granične nosivosti *AB* stuba, sila $P_u = 1604 \text{kN}$, (tačka *C*) model više nije bio u stanju da prihvati dalji prirast opterećenja, a je dalji prirast deformacija bio je veoma izražen, što se vidi na dijagramu 4.16. U tom trenutku obustavljen je dalji tok eksperimenta.



Slika 4.16 Dijagram zavisnosti aksijalne sile i skraćenja stuba *B21*

Na slici 4.17 uporedno su prikazani dijagrami zavisnosti normalne sile u odnosu na podužnu deformaciju stuba. Uočava se da je ponašanje sva tri modela stuba gotovo identično sve do loma. Kada se međusobno uporede dijagrami vidi se da je, u oblasti eksploatacionog opterećenja, odstupanje između modela relativno malo, dok modeli *B22* i *B23* imaju gotovo potpuno identične vrednosti. Model stuba *B21* ima nešto veću aksijalnu krutost u odnosu na druga dva modela. U oblasti graničnog opterećenja primetno je nešto izraženije međusobno odstupanje vrednosti, što je verovatno posledica više faktora, od čega prvenstveno kvaliteta betona AB stuba i ispune. Stubovi *B21* i *B23* imaju vrlo bliske sile loma i granične deformacije, kao i izraženo linearno ponašanje sve do sile $P=1100kN$. Kod stuba *B22* nelinearni prirast deformacija dešava se pri nešto nižoj sili u odnosu na druga dva modela. Takođe, ovaj stub ima i nešto nižu nosivost i manju graničnu deformaciju. Na osnovu analize nosivosti modela stuba *B21* još jednom je moguće potvrditi zaključak kako je niža granična sila uzorka *B22* verovatno posledica niže nosivosti osnovnog AB stuba.



Slika 4.17 Dijagrami zavisnosti aksijalne sile i skraćenja modela stubova

Na osnovu prikazanih dijagrama sa slike 4.17 i analize nosivosti modela stuba *B21* može se izvesti zaključak da se i preostala dva modela ove grupe, što se tiče napona, deformacija i preraspodele opterećenja, ponašaju na vrlo sličan način.

Prilikom ispitivanja sva tri uzorka stuba pokazali su da do gubitka nosivosti dolazi usled kombinacije lokalnog izbočavanja cevi i drobljenja betona uzrokovanog prekoračenjem njegove pritiskne čvrstoće. Na slici 4.18-a, primetno je proširenje koje je nastalo pri vrhu stuba usled tečenja čelika i drobljenja betona AB stuba i ispune. Pri sili $P=1100\div 1200kN$ došlo je do potpunog utiskivanja čeličnih pločica koje su služile za prenos opterećenja u stub, što se vidi na slikama 4.18-b i c. Ova sila odgovara računskoj vrednosti sile pri kojoj su dostignute nosivost čelične cevi i poprečna granična dilatacija u betonu AB stuba. Nakon vertikalne deformacije osnovnog AB stuba od $10mm$, što predstavlja debljinu pločica, kruta ploča hidraulične prese došla je u kontakt sa celokupnom površinom na kraju stuba. Od toga trenutka svi delovi preseka (AB stub, ispuna i cev) započeli su da opterećenje prenose direktno, što je imalo za posledicu dalje povećanje nosivosti. Prirast sile nastavio se sve do dostizanja drugog nivoa nosivosti, uz karakterističnu deformaciju vrha stuba. Drugi nivo nosivosti je neznatno viši od nosivosti pri utiskivanju pločice, a s obzirom da se sve odvija u oblasti neposredno pred lom, ovaj efekat nije bilo moguće direktno obuhvatiti primenjenom mernom tehnikom. Na osnovu svega navedenog potvrđen je zaključak da je došlo do popuštanja veze na kontaktu između AB stuba i ispune od sitnozrnog betona.

Prilikom utiskivanja pločice nastajale su prsline u ispuni na mestima uglova osnovnog AB stuba. Ove prsline su posledica bočnog širenja betona stuba i ispune. Takođe, na slikama se može uočiti kako je došlo do pucanja i odvajanja delova betona ispune. Slika 4.18-*b* prikazuje utisnutu čeličnu pločicu na vrhu stuba *B23*, dok je na slici 4.18-*c* prikazan vrh stuba neposredno nakon uklanjanja pločice.



Slika 4.18 Vrh modela stuba *B23* neposredno nakon ispitivanja

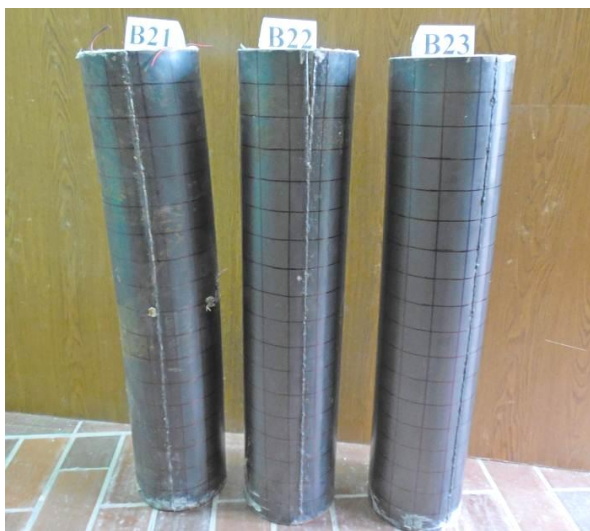
Granične sile stubova registrovane prilikom ispitivanja su prikazane u tabeli 4.6. Prikazane su prosečna vrednost rezultata, standardna devijacija, koeficijent varijacije, kao i raspon rezultata. Proračun karakterističnih vrednosti izvršen je za dva slučaja. U prvom slučaju analizirane su vrednosti za sve tri registrovane sile, dok je u drugom slučaju iz rezultata izdvojena najniža vrednost.

Tabela 4.6 Granične sile ojačanih stubova – Grupa *B2x*

Ispuna 1 – Beton C20/25							
Uzorak	<i>B21</i>	<i>B22</i>	<i>B23</i>	Srednja vrednost	S_n [kN]	C_v [%]	R [kN]
P_u [kN]	1604	1448	1596	1549.3	87.85	5.7	156.0
P_u [kN]	1604	–	1596	1600.0	5.66	0.35	8.0

Modeli stuba ojačanog čeličnim plaštom i ispunom od sitnozrnog betona nižeg kvaliteta imali su relativno bliske sile loma. Međusobno odstupanje vrednosti granična sila, uz standardnu devijaciju rezultata od $S_n=87.85\text{kN}$ i koeficijent disperzije rezultata od $C_v=5.7\%$. Ukoliko se posmatraju samo vrednosti za modele *B21* i *B23* standardno odstupanje rezultata iznosi svega $S_n=5.66\text{kN}$, dok je disperzija rezultata gotovo nepostojeća $C_v=0.35\%$. Raspon vrednosti rezultata je u ovom slučaju minimalan. Nešto niža granična sila kod modela stuba *B22* direktna je posledica posledica pucanja zavarenog spoja pri vrhu cevi (Slika 4.19), što opravdava isključivanje tog uzorka iz analize.

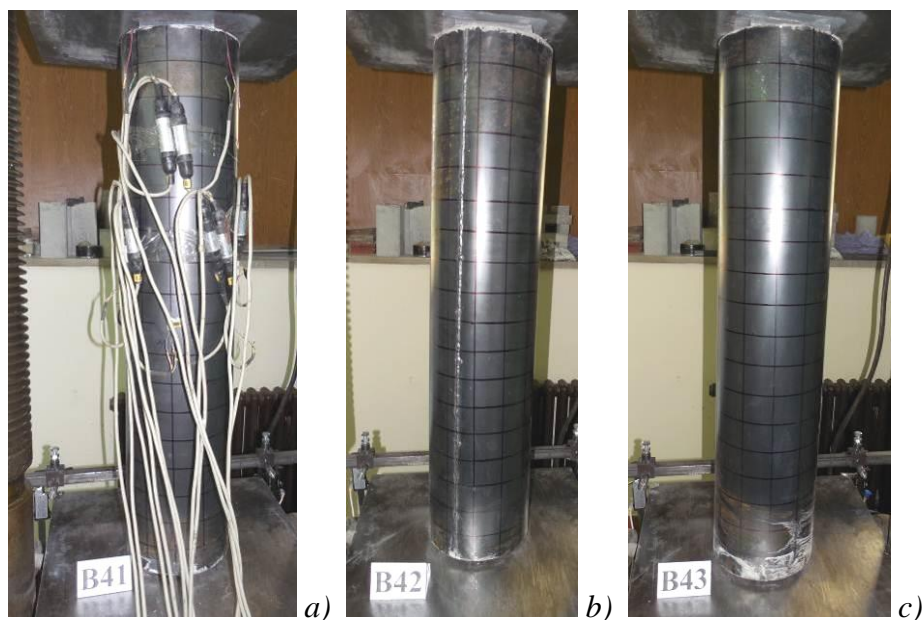
Sva tri modela stuba ove grupe nakon završenog ispitivanja prikazana su na slici 4.19. Kod modela *B21* može se uočiti izražena poprečna deformacija usled savijanja koje je nastalo kao posledica sloma osnovnog AB stuba.



Slika 4.19 Modeli ojačanih stubova B2x neposredno posle ispitivanja

4.2.2.2. Ispuna 2 – Beton C40/50

Drugu grupu činila su tri modela stuba ojačana čeličnom cevi i ispunom od sitnozrnog betona istog kvaliteta u odnosu na beton osnovnog stuba. Beton svojim mehaničkim karakteristikama odgovara kvalitetu betona klase C40/50. Stubovi ojačani čeličnim plaštom i ispunom od sitnozrnog betona ispitivani su, prema istim fazama programa ispitivanja, sve do loma, radi komparacije rezultata sa prethodnim modelima. Na ovaj način bila je moguća direktna procena uspešnosti ojačanja AB stubova čeličnim cevima, a takođe je bilo omogućeno i poređenje sa modelima ispunjenim betonom nižih mehaničkih karakteristika, kako bi se uvideli uticaji različite ispune na graničnu nosivost.

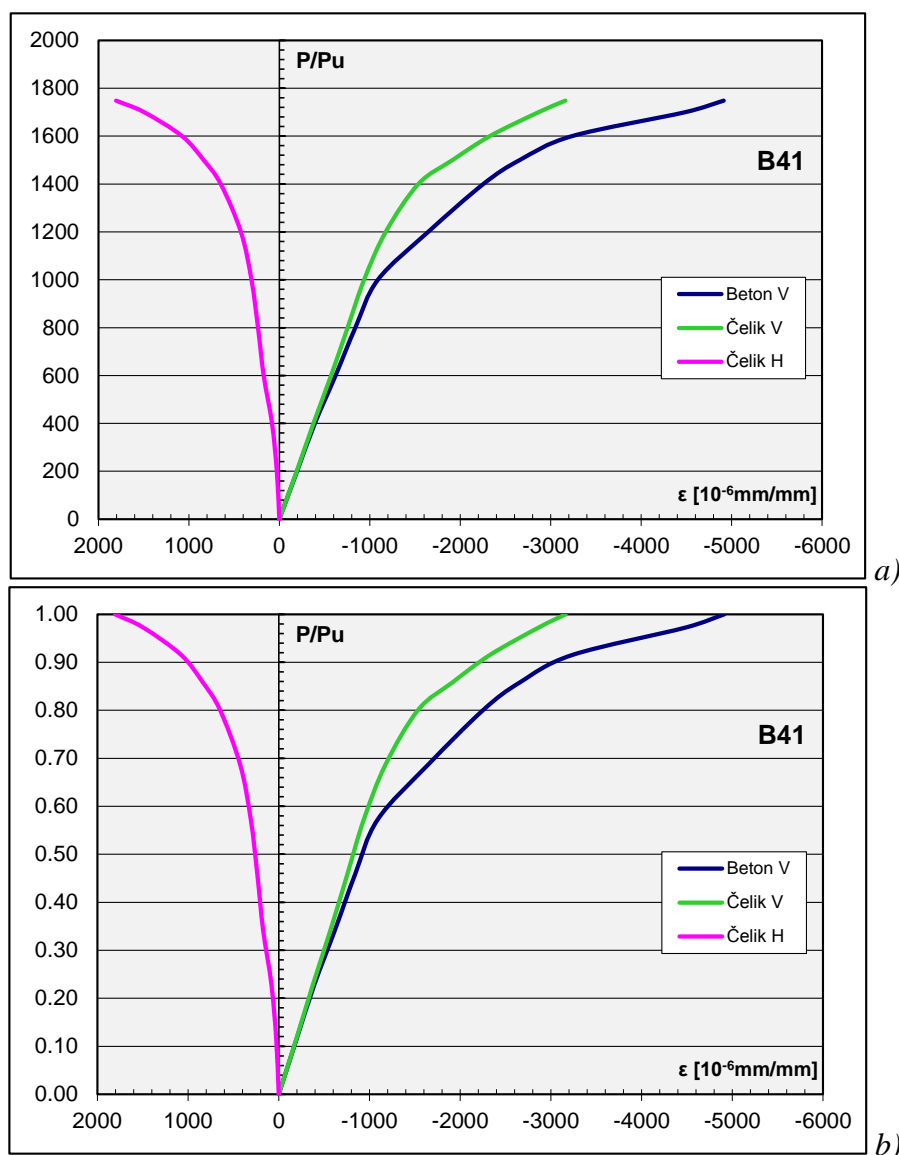


Slika 4.20 Modeli ojačanih stubova B4x neposredno pre ispitivanja

Na slici 4.20 prikazani su modeli stubova ojačanih čeličnom cevi i ispunom od sitnozrnog betona neposredno pre ispitivanja. Na uzorku B41 vide se signalno provodni kablovi mernih traka, dok su kod sva tri modela u pozadini vidljivi digitalni davači pomeranja.

U daljoj analizi dat je detaljan prikaz rezultata ispitivanja modela stuba *B41*, koji je ispitivan mernim trakama i digitalnim davačima pomeranja. Na slici 4.21-*a* i 4.21-*b* prikazani su dijagrami apsolutne i relativne promene aksijalne sile pritiska u odnosu na uzdužne i poprečne dilatacije za merene pravce. Usvojene su identične oznake kao kod modela prethodne grupe. Oznake "Beton V", "Čelik V" i "Čelik H" na dijagramima odnose se na pravac glavnih dilatacija vertikalnom stubu.

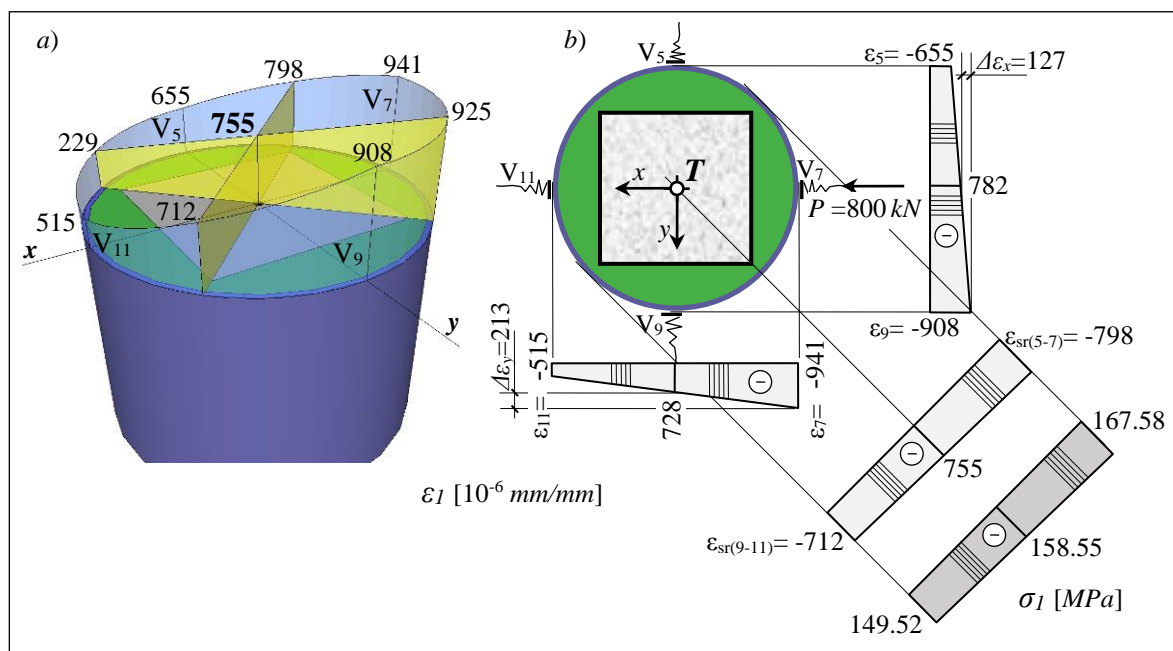
Analizom prikazanih dijagrama uočava se da je u domenu eksploatacionog opterećenja ponašanje svih delova spregnutog preseka linearno. Izraženiji nelinearan rast deformacija u odnosu na prirast opterećenja registrovan je pri opterećenju iznad 80% od sile loma stuba. Sa dijagrama je moguće uočiti i da su podužne specifične dilatacije na čeličnom plaštu i na AB stubu različite, što znači da nije ostvareno potpuno sprezanje preseka. Pri višim vrednostima napona, različite vrednosti specifičnih dilatacija u betonu i čeliku, navode na zaključak da je došlo do pojave klizanja između delova spregnutog preseka. Ovo razilaženje je relativno malo u domenu eksploatacionog opterećenja. Veličine specifičnih dilatacija imaju nešto niže vrednosti nego kod modela stubova prethodne grupe, dok je klizanje između AB stuba i ispune manje izraženo.



Slika 4.21 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba *B41*

Naponska i deformacijska analiza izvršena je za poprečni presek na polovini visine uzorka i za opterećenje koncentrisanom silom pritiska $P=800kN$. Odnos vrednosti sile iz analize i njene granične veličine približno odgovara polovini nosivosti uzorka, a ista vrednost sile je korišćena i u analizi modela prethodne grupe. Na ovaj način moguće je direktno poređenje između modela različitih grupa. Stanje podužnih specifičnih dilatacija na modelu stuba *B41* prikazano je na slikama 4.22 i 4.23.

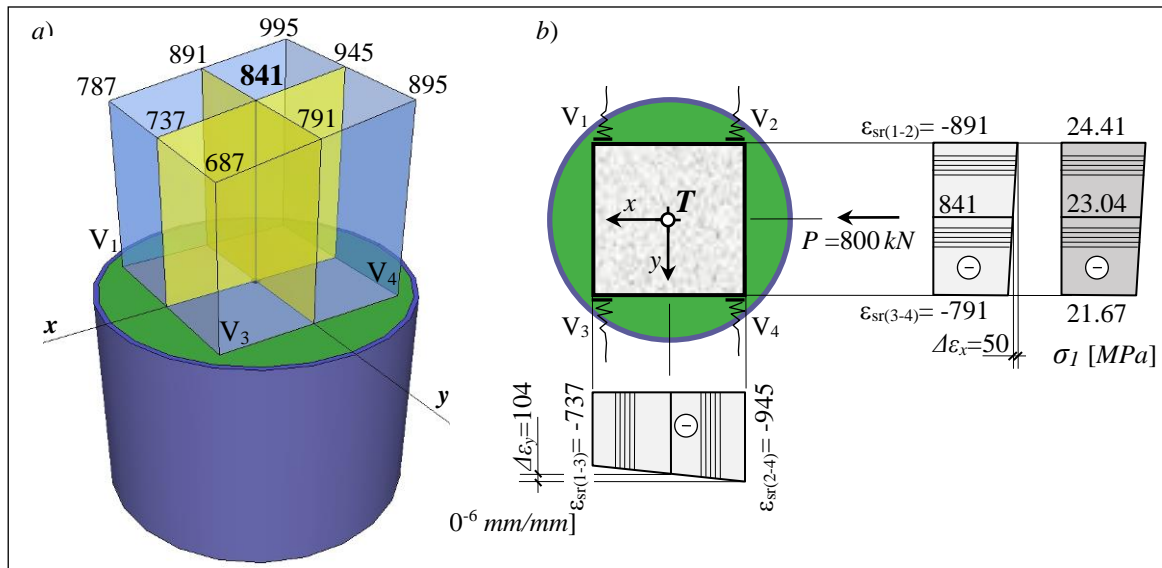
Način određivanja težišne dilatacije iz merenih vrednosti na čeličnom plaštu prikazan je na slici 4.22-*a*. Dijagrami sa slike 4.21 predstavljaju težišne vrednosti izračunate na prikazan način. Kao i kod prethodne grupe, iz izračunatih težišnih dilatacija, kao što je to prikazano na slici 4.22-*b*, određene su razlike $\Delta\varepsilon$ za ose x i y , na osnovu kojih se određuju momenti savijanja oko navedenih osa. Analizom vrednosti razlika uočava se da je razlika između deformacija naspramnih tačaka i težišta relativno mala i da su momenti savijanja nastali zbog ekscentričnosti sile, takođe, relativno mali.



Slika 4.22 Specifične dilatacije čeličnog dela preseka za model stuba *B41*

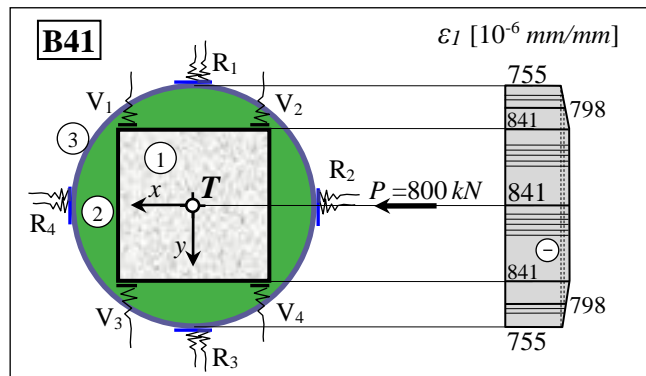
Slično kao što je uočeno kod prethodne grupe u pojedinim tačkama (V_5 i V_{11}) registrovane su nešto niže vrednosti dilatacija u poređenju sa ostalim tačkama. Ovo ukazuje na moguće nedostatke koji se mogu pripisati lošijoj ugradnji betona ispune, čemu su mogli doprineti i signalno-provodni kablovi sa mernih traka koji su vođeni kroz beton ispune. Transfer opterećenja između osnovnog AB stuba i čeličnog plašta odvija se putem trenja preko betona ispune. Iz dijagrama sa slike 4.22-*a* uočava se da sila nije uniformno raspoređena po obimu cevi. Ako se uporede vrednosti dilatacija čelika i betona uočava se da su dilatacije cevi manje za oko 11%, što je znatno niže u odnosu na prethodnu grupu i može se smatrati kao direktna posledica povećanja kvaliteta betona ispune.

Na slici 4.23-*a* prikazano je određivanje težišne dilatacije na betonu osnovnog AB stuba. Kao i kod čeličnog dela preseka, uočava se da je razlika između dilatacija naspramnih tačaka i težišta relativno mala (Slika 4.23-*b*), tako da su momenti savijanja usled ekscentričnosti opterećenja minimalni i da je uzorak bio ispitivan kao čisto aksijalno opterećen stub, kao što je i bilo planirano.



Slika 4.23 Specifične dilatacije betonskog dela preseka za model stuba B21

Angažovanje svih delova spregnutog, preseka "Beton-Ispuna-Čelik" prikazano je kroz bilans sila pri eksploatacionom opterećenju od $P=800\text{ kN}$ za presek na sredini visine stuba. Izabran je identičan intenzitet opterećenja radi direktnog poređenja rezultata sa prethodnom grupom modela. Na slici 4.24 prikazano je stanje podužnih dilatacija na modelu stuba B41. Dalja analiza sprovedena je za prosečne (težišne) vrednosti dilatacija u čeliku, betonu ispune i osnovnom AB stubu.


 Slika 4.24 Specifične dilatacije ϵ_1 kod stuba B41

Razmatrani poprečni presek čine:

1. AB stub	$A_b = 144\text{ cm}^2$	$E_b = 27.4\text{ GPa}$;
2. Ispuna C40/50	$A_F = 134\text{ cm}^2$	$E_F = 32.1\text{ GPa}$;
3. Čelična cev	$A_s = 18.3\text{ cm}^2$	$E_s = 210\text{ GPa}$.

Kod AB stuba i ispune usvojene vrednosti modula elastičnosti predstavljaju sekantni modul elastičnosti pri nivou opterećenja od $0.4f_p$ određen na cilindričnim kontrolnim uzorcima. Opterećenje na modelu stuba deli se između pojedinih delova proporcionalno njihovoj aksijalnoj krutosti i registrovanoj specifičnoj dilataciji, prema izrazu (4.4). Proračun bilansa sila prikazan je u tabeli 4.7.

Tabela 4.7 Bilans sila za opterećenje $P=800kN$

Sila u pojedinom delu preseka		P_i/N
$P_{AB} = \varepsilon_b E_b A_b = 841 \cdot 10^{-6} \cdot 27.7 \cdot 10^6 \cdot 144 \cdot 10^{-4}$	$= 331.7kN$	34%
$P_F = \varepsilon_F E_F A_F = 798 \cdot 10^{-6} \cdot 32.1 \cdot 10^6 \cdot 134 \cdot 10^{-4}$	$= 343.2kN$	36%
$P_s = \varepsilon_s E_s A_s = 755 \cdot 10^{-6} \cdot 210 \cdot 10^6 \cdot 18.3 \cdot 10^{-4}$	$= 290.2kN$	30%
$\Sigma P_i = N$	$= 965.2kN$	

Iz prikazanog može sagledati od ukupne sile koje deluje na stub osnovni betonski stub prihvata 34%, ispuna 36%, a čelični plašt 30%. Bilans ovih sila daje ukupnu vrednost od $N=949.3kN$, koja je, u odnosu na unetu silu viša za oko 17%. Ovako, relativno visoko odstupanje između vrednosti sila verovatno je uzrokovano drugačijim modulom elastičnosti betona koji, pri posmatranom nivou opterećenja, ne odgovara proračunskoj vrednosti. Zbog izražene zakrivljenosti naponsko-deformacijskog dijagrama osnovnog AB stuba (Slika 4.21) može se uočiti da se modul elastičnosti razlikuje u odnosu na računski. Ukoliko bi se, u skladu sa pomenutim dijagramom, izvršila korekcija vrednosti modula elastičnosti betona bilans sila dao bi rešenja vrlo bliska izmerenim.

Ista analiza preraspodele sila sprovedena je za svaki inkrement opterećenja u domenu eksploatacionih uticaja, a dobijeni rezultati prikazani su u tabeli 4.8. Data je preraspodela sila na delove spregnutog preseka u apsolutnim i relativnim vrednostima, kao i sila registrovana na presi. Može se uočiti da postoje određena odstupanja između sila očitanih na presi i sila dobijenih proračunom bilansa sila. Registrovana odstupanja, sve do sile od $600kN$ su relativno mala. Preko ove vrednosti izraženo je zakrivljenje deformacijskog dijagrama (Slika 4.21), što direktno utiče na promenu modula elastičnosti betona, kao što je to već napomenuto. Odstupanja su verovatno uzrokovana i činjenicom da se moduli elastičnosti betona određeni pri čistom aksijalnom stanju napona, dok je realno naponsko stanje materijala složeno. Takođe, kao razlog odstupanja sila može se navesti mogućnost da su stvarno izvedene površine delova spregnutog preseka različite od računskih.

Usvojeno je da specifične dilatacije betona ispune, uz armiranobetonski stub, imaju iste vrednosti kao i odgovarajuće dilatacije na betonu stuba (ε_b), dok dilatacije betona ispune uz čelični plašt, imaju iste vrednosti kao i odgovarajuće dilatacije na čeliku (ε_s), što je prikazano na slici 4.24. Specifična dilatacija betona ispune dobijena je kao srednja vrednost dilatacija čelika i AB stuba. Iz prikazane analize bilansa sila može se zaključiti da ova pretpostavka važi pri nižim naponima, tj. dok su dilatacije u granici $\varepsilon_s < 2\varepsilon_b$. Pri višim vrednostima napona ova pretpostavka ne daje zadovoljavajuće rezultate, što navodi na zaključak da je do proklizavanja, najverovatnije došlo na spoju AB stuba i ispune.

Tabela 4.8 Preraspodela opterećenja pri eksploatacionim stanjima

P_p [kN]	$\varepsilon_i \times 10^{-6}$ [mm/mm]			P_i [kN]			N [kN]	P_i/N [%]			P_p/N [%]
	Čelik	Ispuna	AB stub	Čelik	Ispuna	AB stub		Čel.	Isp.	AB st.	
0	0	0	0	0	0	0	0.0	0	0	0	-
200	-192	-194	-196	73.9	83.5	77.3	234.7	31	36	33	85
400	-377	-385	-393	145.0	165.6	155.1	465.7	31	36	33	86
600	-572	-597	-622	219.9	256.8	245.3	722.0	30	36	34	83
800	-755	-798	-841	290.2	343.2	331.7	965.2	30	36	34	83

Nakon sprovedene analize bilansa sila utvrđeno je da se, u domenu eksploatacionog opterećenja, preraspodela sile između pojedinih delova spregnutog preseka malo menja. Iz

praktičnih razloga može se, s obzirom da je promena relativno mala, usvojiti da se kroz sve korake opterećenja kreće u odnosu Čelik:Ispuna:AB stub = 30:36:34.

Bilans sila, kao i kod prethodne grupe, nije bilo moguće sprovesti za sve inkremente opterećenja. Pri višim vrednostima opterećenja uočena je značajna razlika između dilatacija betona stuba i čelika cevi, što, takođe, navodi na zaključak da je došlo do popuštanja veze između delova spregnutog preseka, koje je najverovatnije nastalo na kontaktu između AB stuba i ispune, a i pri višem opterećenju dostižu se granična stanja materijala, pri kojima početni moduli elastičnosti više nisu merodavni.

Deo normalne sile koju prihvata pojedini deo spregnutog preseka određen je prema teoriji spregnutih nosača za presek sa idealizovanim karakteristikama prema izrazu (4.5). Proračun raspodele opterećenja na pojedine delove poprečnog preseka dat je u tabeli 4.9 preko odnosa redukovane površine (\tilde{A}) i površine idealizovanog preseka (A^*), a uporedo su prikazane i vrednosti distribucije sile dobijene preko bilansa sila.

Tabela 4.9 Preraspodela opterećenja na delove spregnutog preseka

	E_i [GPa]	A_i [cm ²]	$n_i=E_i/E^*$ [-]	$\tilde{A}_i=n_iA_i$ [cm ²]	\tilde{A}_i/A^* [%]	Exp. [%]
Čelik	210	18.3	7.66	140.26	32	30
Ispuna	32.1	134	1.17	156.99	36	36
AB stub	27.4	144	1.00	144.00	33	34
$E^*=$	27.4		$A^*=\sum\tilde{A}=$	441.24		

Upoređivanjem vrednosti preraspodele dobijene računskim putem sa eksperimentalnim vrednostima uočava se da je angažovanje AB stuba 1% manje, čelika 2% više, dok je angažovanje ispune identično. Kao i kod prethodne grupe ovako ponašanje eksperimentalnog modela moguće je objasniti činjenicom da je u eksperimentu uzorak bio opterećen isključivo preko centralnog dela, tj. AB stuba, dok se kod spregnutog preseka smatra da je celokupni poprečni presek ravnomerno pritisnut. Kvalitet betona ispune je kod ove grupe modela bio takav da se transfer sile, sa osnovnog stuba na čelični plašt, mogao ostvariti u većoj meri.

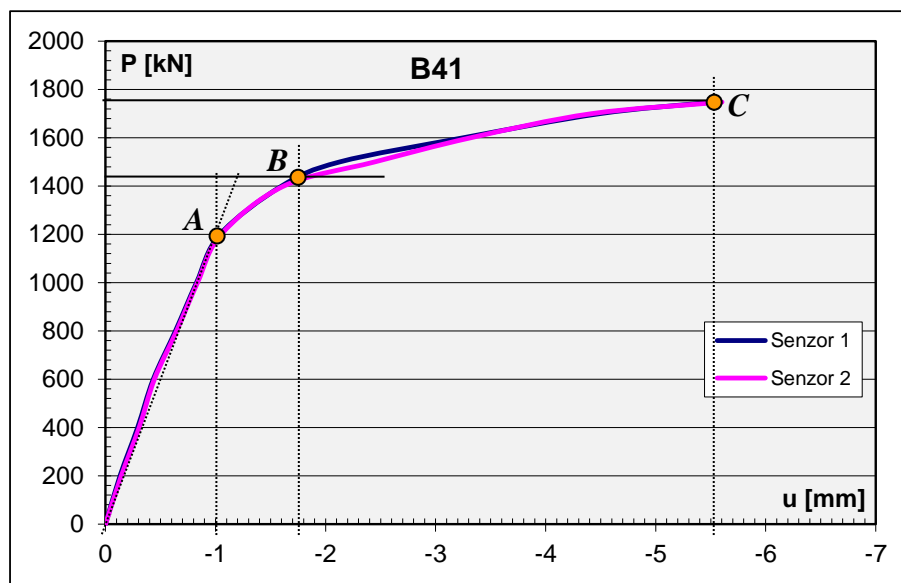
Iz izmerenih specifičnih dilatacija bilo je moguće odrediti vrednost unutrašnjeg, ravnomerno podeljenog pritiska (p) koji se javlja unutar cevi kod modela stuba *B41*. Napon u pravcu tangente na poprečni presek stuba prema izrazu (4.6) iznosi:

$$\sigma_{2,s} = \frac{210 \cdot 10^3}{1 - 0.3^2} (425 + 0.3 \cdot (-1176)) 10^{-6} = 16.56 \text{ MPa},$$

dok je vrednost unutrašnjeg, ravnomerno podeljenog pritiska određena prema (4.7):

$$p = \frac{2 \cdot 3 \cdot 10^{-3} \cdot 16.56 \cdot 10^3}{191 \cdot 10^{-3}} = 520 \text{ kPa} \cong 0.52 \text{ MPa}.$$

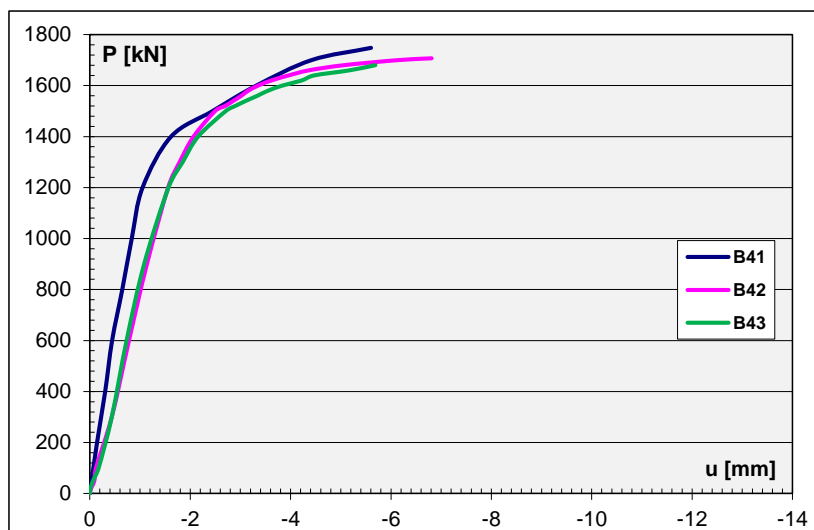
Zavisnost između aksijalne sile (P) i promene dužine (u), odnosno skraćivanja modela stuba *B41* prikazana je na dijagramu na slici 4.25. Prikazani podaci predstavljaju digitalni zapis dobijen od dva elektronska davača pomeranja, (Senzor 1 i 2). Zapisi sa oba uređaja imaju međusobno vrlo bliske vrednosti, što potvrđuje ravnomerno nanošenje opterećenja.



Slika 4.25 Dijagram zavisnosti aksijalne sile i skraćenja stuba B41

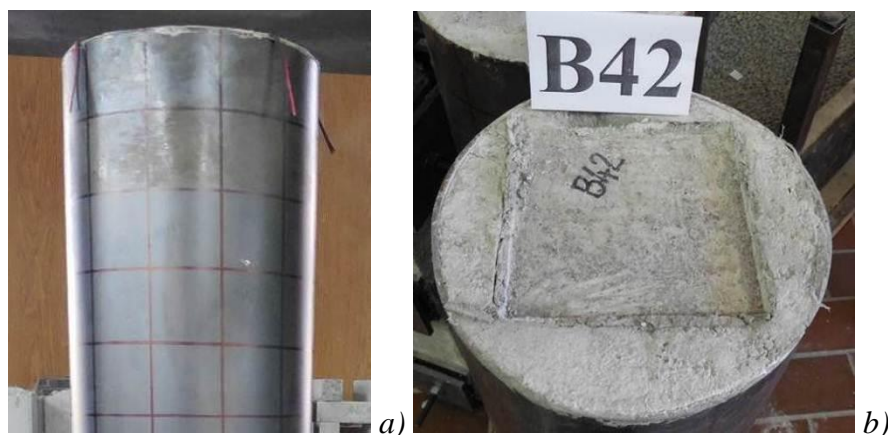
Sa dijagrama 4.25 se još uočava da je ponašanje modela stuba gotovo potpuno linearno sve do sile od 1200kN , (tačka A) što odgovara računskoj sili pri kojoj dolazi do dostizanja graničnih poprečnih dilatacija u AB stubu. Daljim povećavanjem sile primetan je izraženiji prirast deformacija u odnosu na prirast sile. Tačka B na dijagramu označava silu pri kojoj je usled utiskivanja prenosne pločice ceo poprečni presek stuba bio direktno opterećen. Nakon dostizanja granične nosivosti AB stuba model je bio u stanju da vrlo malo prihvati dalji prirast opterećenja, dok je povećanje deformacija bilo veoma izraženo. Prirast sile nakon otkazivanja AB stuba je gotovo zanemarljiv i model stuba spregnutog preseka više nije bio u stanju da prihvati dalje povećanje opterećenja, dok je rast deformacija nastavljen, što je označilo dostizanje granične nosivosti pri sili $P_u=1748\text{kN}$ (tačka C).

Na slici 4.26 uporedno su prikazani dijagrami zavisnosti normalne sile u odnosu na podužnu deformaciju stuba. Uočava se da je ponašanje sva tri modela stuba gotovo identično sve do loma. Kada se međusobno uporede dijagrami vidi se da je, u oblasti eksploatacionog opterećenja, odstupanje između modela relativno malo, dok modeli B42 i B43 imaju gotovo potpuno identične vrednosti. Model stuba B41 ima nešto veću aksijalnu krutost u odnosu na druga dva modela, mada je razlika relativno mala. U oblasti graničnog opterećenja nije primetno značajnije međusobno odstupanje vrednosti, što prvenstveno ukazuje na ujednačenost kvaliteta betona kako AB stuba, tako i ispune. Stubovi imaju vrlo bliske sile loma i granične deformacije, kao i izraženo linearno ponašanje. Kod stubova B42 i B43 početak nelinearnog prirasta deformacija dešava se pri nešto višoj sili ($P=1300\text{kN}$) u odnosu na prvi model. Međutim, do izraženijeg povećanja deformacija, kod sva tri stuba, dolazi pri istoj veličini sile ($P=1400\text{kN}$), što približno odgovara sili pri kojoj je došlo do utiskivanja prenosne pločice, nakon čega je celokupni poprečni presek bio direktno opterećen.



Slika 4.26 Dijagrami zavisnosti aksijalne sile i skraćenja modela stubova B4x

Na osnovu dijagrama sa slike 4.26 i analize nosivosti modela stuba B41 mogao bi se izvesti zaključak kako se i preostala dva modela ove grupe, što se tiče napona i preraspodele opterećenja, ponašaju na isti način. Sva tri modela stuba imali su gotovo identično ponašanje sve do loma. Do gubitka nosivosti dolazilo je, kao i kod modela prethodne grupe, usled dostizanja napona tečenja u cevi i prekoračenja pritiskne čvrstoće betona na mestu unosa sile pri vrhu stuba. Na slici 4.27-a uočava se proširenje nastalo usled tečenja čelika i drobljenja betona AB stuba.



Slika 4.27 Karakterističan oblik pri lomu a) model B41 b) model B42

Pri sili $P \approx 1400 \text{ kN}$ došlo je do potpunog utiskivanja čeličnih pločica (i gornje i donje), koje su služile za prenos opterećenja, u stub, što se vidi na slici 4.27-b. Kao i kod prethodne grupa, sila utiskivanja pločice odgovara računskoj vrednosti sile pri kojoj su dostignuti napon tečenja u čeliku cevi i poprečna granična dilatacija u betonu AB stuba. Nakon vertikalne deformacije osnovnog AB stuba od 5 mm , na oba kraja, što predstavlja debljinu pločice, kruta ploča hidraulične prese došla je u kontakt sa celokupnom površinom na kraju stuba. Od toga trenutka svi delovi poprečnog preseka započeli su direktni prenos opterećenja, što je imalo za posledicu dalje povećanje nosivosti. Povećanje nosivosti nastavilo se sve do dostizanja pritiskne čvrstoće osnovnog AB stuba, što je dovelo do dostizanja drugog nivoa nosivosti, uz karakterističnu deformaciju vrha stuba. Drugi nivo nosivosti je neznatno viši od nosivosti pri utiskivanju pločica. Na osnovu učenog ponašanja moguće je zaključiti kako je došlo do otkazivanja veze na kontaktu između AB stuba i ispune od sitnozrnog betona.

Granične sile stubova registrovane prilikom ispitivanja su prikazane u tabeli 4.10. Pored prosečne vrednosti rezultata, prikazane su i standardna devijacija, kao i koeficijent varijacije i raspon rezultata.

Tabela 4.10 Granične sile ojačanih stubova – Grupa B4x

Ispuna 2 – Beton C40/50							
Uzorak	B41	B42	B43	Srednja vrednost	S_n [kN]	C_v [%]	R [kN]
P_u [kN]	1748	1708	1672	1709.3	38.02	2.2	76.0

Sva tri modela stuba ojačana čeličnim plaštom i ispunom od sitnozrnog betona srednjeg kvaliteta imali su relativno bliske sile loma. Međusobno odstupanje vrednosti graničnih sila ima vrednost od $S_n=38.02kN$ uz koeficijent disperzije rezultata od $C_v=2.2\%$. Ovako dobro slaganje rezultata ukazuje na dobru ujednačenost, kako kvaliteta upotrebljenih materijala, tako i samog načina izrade modela.

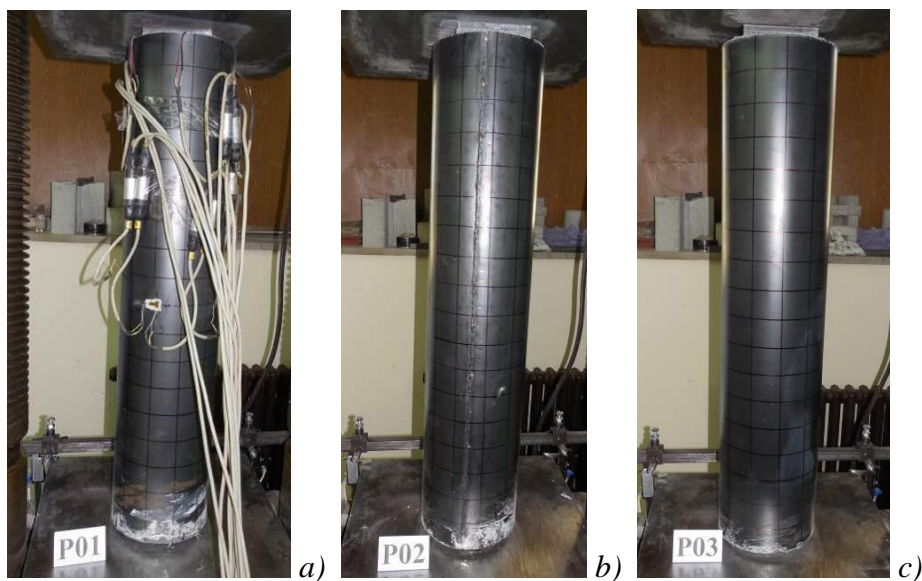
Na slici 4.28 prikazana su sva tri modela stuba ove grupe nakon završenog ispitivanja.



Slika 4.28 Modeli ojačanih stubova B4x neposredno posle ispitivanja

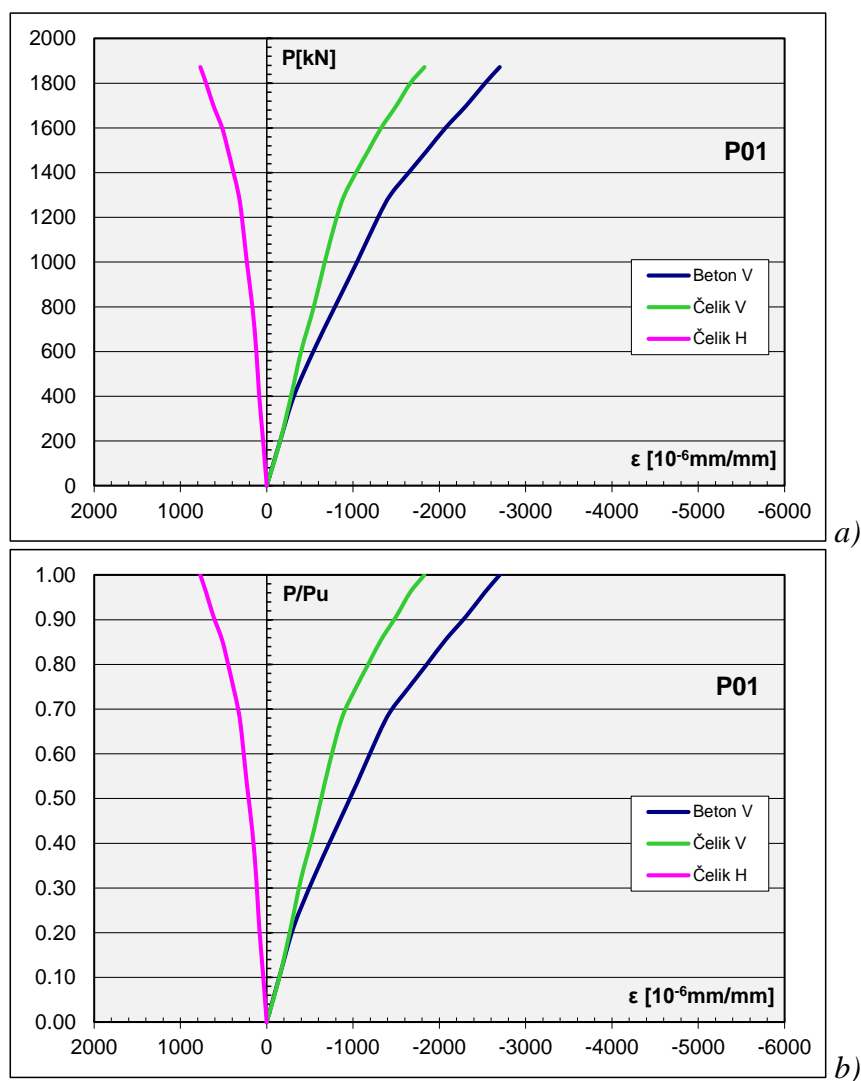
4.2.2.3. Ispuna 3 – Polimag HK-04

Treću grupu činila su tri modela stuba ojačana čeličnom cevi i ispunom od specijalnog visokokvalitetnog sitnozrnog betona pod nazivom Polimag HK-04. Beton svojim mehaničkim karakteristikama odgovara kvalitetu betona kvaliteta C70/85, što je gotovo dvostruko veće u odnosu na beton osnovnog stuba. Modeli stubova ojačani čeličnim plaštom i ispunom od Polimaga ispitivani su, prema istim fazama programa ispitivanja, kao i prethodne dve grupe, radi međusobne komparacije rezultata. Na ovaj način je omogućena je direktna procena uspešnosti ojačanja AB stubova čeličnim cevima, a takođe je bilo omogućeno i poređenje sa modelima ispunjenim betonom drugih mehaničkih karakteristika, kako bi se što bolje sagledali uticaji različite ispune na graničnu nosivost stubova. Modeli stubova ojačanih čeličnom cevi i ispunom od Polimaga neposredno pre ispitivanja prikazani su na slici 4.29. Kod sva tri modela su u pozadini vidljivi digitalni davači pomeranja, dok se na uzorku *POI* vide i signalno provodni kablovi sa mernih traka. U nastavku je prikazana detaljna analiza rezultata za model stuba *POI*, koji je ispitivan mernim trakama i digitalnim davačima pomeranja.



Slika 4.29 Modeli ojačanih stubova P0x neposredno pre ispitivanja

Dijagrami apsolutne i relativne promene normalne sile pritiska, u odnosu na uzdužne i poprečne dilatacije za merene pravce, prikazani su na slici 4.30-a i 4.30-b.

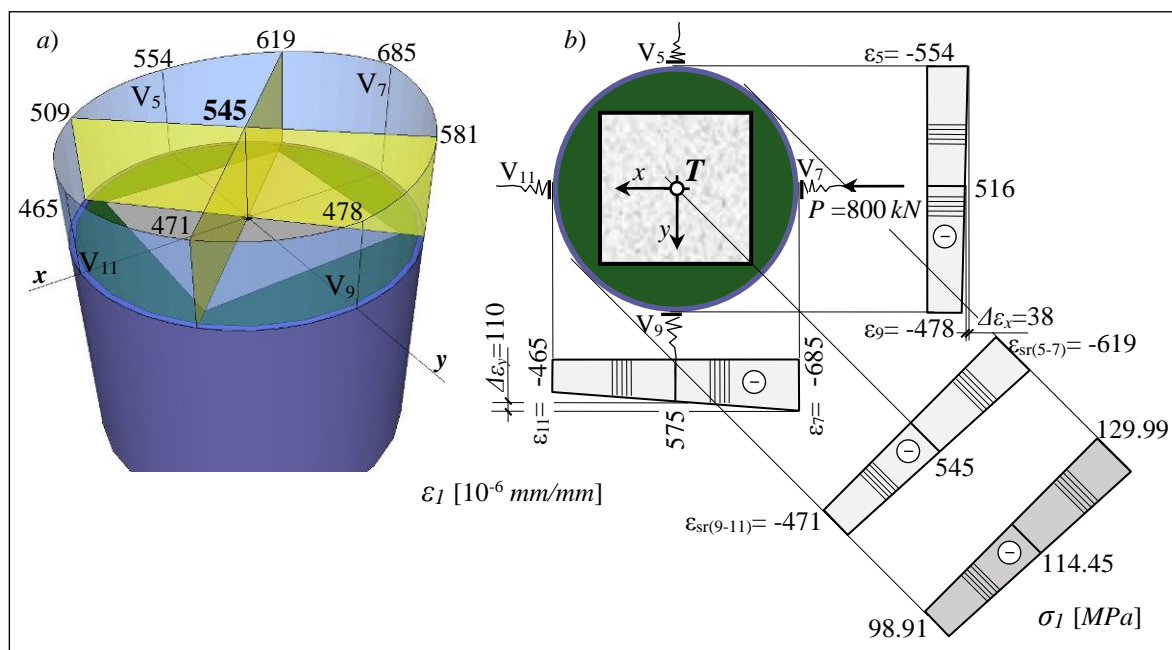


Slika 4.30 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba P01

Sa dijagrama prikazanih na slici 4.30 uočava se da je u domenu eksploatacionog opterećenja ponašanje svih delova spregnutog preseka linearno. Izraženiji prirast deformacija u odnosu na porast opterećenja registrovan je pri opterećenju iznad 70% od sile loma stuba. Sa dijagrama je moguće uočiti i da su podužne specifične dilatacije na čeličnom plaštu i na AB stubu gotovo identične do 25% od granične sile, što znači da je u ovom domenu ostvareno potpuno sprezanje preseka. Iznad navedene vrednosti registrovane su različite specifične dilatacije u betonu i čeliku, što navodi na zaključak da je došlo do pojave nejednakog skraćivanja delova spregnutog preseka. Ovo razilaženje dilatacija je u domenu eksploatacionog opterećenja relativno malo, gotovo zanemarivo. Veličine specifičnih dilatacija imaju niže vrednosti nego kod modela stubova prethodne dve grupe, dok je klizanje između AB stuba i ispune kod ove grupe najmanje izraženo.

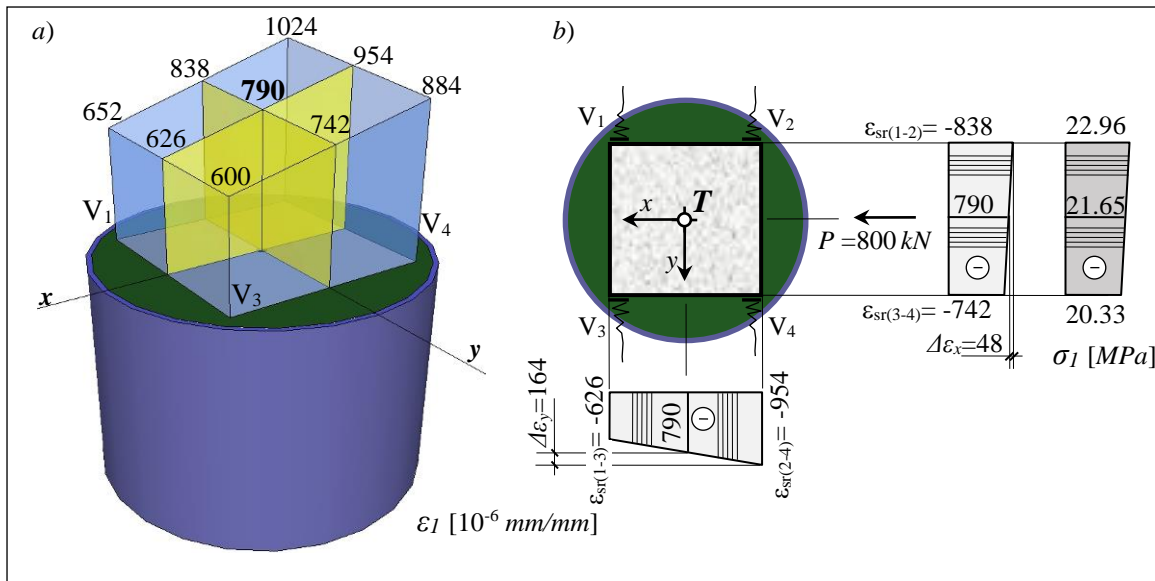
Analiza napona i deformacija sprovedena je poprečni presek na polovini visine uzorka za opterećenje koncentrisanom silom pritiska $P=800\text{kN}$. Odnos vrednosti sile iz analize i njene granične vrednosti odgovara polovini nosivosti uzorka. Stanje podužnih specifičnih dilatacija na modelu stuba P01 prikazano je na slikama 4.31 i 4.32.

Princip određivanja težišne dilatacije iz četiri merene vrednosti (V_5, V_7, V_9 i V_{11}) na čeličnom plaštu prikazan je na slici 4.36-a. Dijagrami sa slike 4.30 prikazuju težišne vrednosti izračunate na ovaj način. Na osnovu izmerenih i izračunatih težišnih dilatacija, kao što je to prikazano na slici 4.31-b određene su razlike $\Delta\varepsilon$ za ose x i y , na osnovu kojih se mogu odrediti momenti savijanja oko navedenih osa. Analizom vrednosti sa slike 4.31-b uočava se da je razlika između deformacija naspramnih tačaka i težišta relativno mala i da su momenti savijanja nastali usled ekscentričnosti sile minimalni.



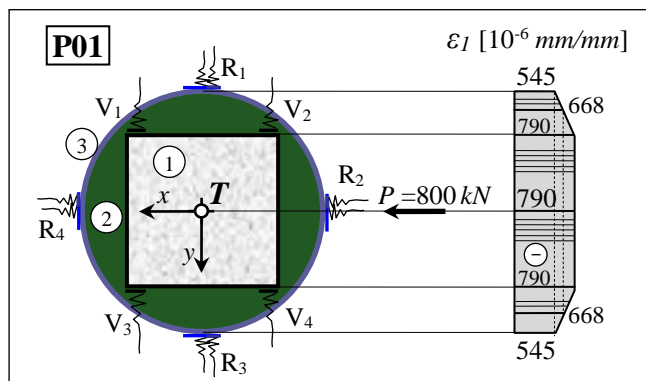
Slika 4.31 Specifične dilatacije čeličnog dela preseka za model stuba P01

Na slici 4.32-a prikazan je način određivanja težišnih dilatacija na betonu osnovnog AB stuba. Kao i kod čeličnog dela preseka, uočava se da je razlika između dilatacija naspramnih tačaka i težišta relativno mala (Slika 4.32-b), što potvrđuje da je model stuba opterećen centrično i da su momenti savijanja usled ekscentričnosti sile minimalni. Sve ovo ukazuje na to da se može smatrati da je uzorak bio ispitan kao čisto aksijalno opterećen stub, što je i bio osnovni cilj ispitivanja.



Slika 4.32 Specifične dilatacije betonskog dela preseka za model stuba P01

Kao i kod prethodne dve grupe angažovanje svih delova spregnutog, preseka "Beton-Ispuna-Čelik" prikazano je kroz bilans sila pri eksploatacionom opterećenju od $P = 800 \text{ kN}$ za presek na sredini visine stuba. Izabran je identičan intenzitet opterećenja radi direktnog poređenja sa rezultatima prethodnih grupa. Stanje podužnih dilatacija na stubu P01 prikazano je na slici 4.33.


 Slika 4.33 Specifične dilatacije ε_I kod stuba P01

Razmatrani poprečni presek sačinjavaju:

- | | | |
|-------------------------|---------------------------|----------------------------|
| 1. AB stub | $A_b = 144 \text{ cm}^2$ | $E_b = 27.4 \text{ GPa}$; |
| 2. Ispuna Polimag HK-04 | $A_F = 134 \text{ cm}^2$ | $E_F = 36.8 \text{ GPa}$; |
| 3. Čelična cev | $A_s = 18.3 \text{ cm}^2$ | $E_s = 210 \text{ GPa}$. |

Kod AB stuba i ispune usvojene vrednosti E predstavljaju sekantni modul elastičnosti pri nivou opterećenja od $0.4f_p$. Opterećenje na stubu između osnovnih delova preseka deli se proporcionalno njihovoj aksijalnoj krutosti i registrovanoj specifičnoj dilataciji. Proračun bilansa sila prikazan je u tabeli 4.11.

Tabela 4.11 Bilans sila za opterećenje $P=800kN$

Sila u pojedinom delu preseka		P_i/N
$P_{AB} = \varepsilon_b E_b A_b = 790 \cdot 10^{-6} \cdot 27.4 \cdot 10^6 \cdot 144 \cdot 10^{-4}$	= 311.8kN	37%
$P_F = \varepsilon_F E_F A_F = 668 \cdot 10^{-6} \cdot 36.8 \cdot 10^6 \cdot 134 \cdot 10^{-4}$	= 329.2kN	39%
$P_s = \varepsilon_s E_s A_s = 545 \cdot 10^{-6} \cdot 210 \cdot 10^6 \cdot 18.3 \cdot 10^{-4}$	= 209.4kN	24%
$\Sigma P_i = N$	= 850.4kN	

Na osnovu prikazanog može se videti, da kod ove grupe, od ukupne sile koje deluje na uzorak osnovni betonski stub prihvata 37%, ispuna 39%, a čelični plašt 24%. Iz bilansa sila dobija se ukupna vrednost od $P_{ef}=850.4kN$, koja je, u odnosu na unetu silu $P=800kN$ veća za oko 6%. Za razliku od prethodnih grupa, pri ovom nivou opterećenja, dobijeno je dosta dobro poklapanje između računskih i eksperimentalnih sila.

Analiza bilansa sila sprovedena je za svaki inkrement opterećenja u domenu eksploatacionih uticaja, a karakteristični rezultati prikazani su u tabeli 4.12. Prikazana je preraspodela sile na delove spregnutog preseka u apsolutnim i relativnim iznosima, kao i sila registrovana na presi. Određena odstupanja između sila očitanih na presi i sila dobijenih proračunom bilansa sila verovatno su, kao što je već rečeno kod prethodne dve grupe, uzrokovana modulima elastičnosti betona koji su određeni pri čistom aksijalnom stanju napona, dok je realno naponsko stanje materijala složeno. Registrovana odstupanja su relativno mala, do 6%, što potvrđuje tačnost merenja na kako na modelu stuba, tako i tačnost u cilju određivanja vrednosti modula elastičnosti betona.

Isto, kao i kod prethodnih grupa, usvojeno je da specifične dilatacije betona ispune, uz armiranobetonski stub, imaju iste vrednosti kao i odgovarajuće dilatacije na betonu stuba, dok dilatacije betona ispune uz čelični plašt, imaju iste vrednosti kao i odgovarajuće dilatacije na čeliku, što je prikazano na slici 4.33. Specifična dilatacija betona ispune dobijena je kao srednja vrednost dilatacija čelika i AB stuba. Analizom bilansa sila uočava se tačnost usvojene pretpostavke.

Tabela 4.12 Preraspodela opterećenja pri eksploatacionim stanjima

P_p [kN]	$E_i \times 10^{-6}$ [mm/mm]			P_i [kN]			N [kN]	P_i/N [%]			P_p/N [%]
	Čelik	Ispuna	AB stub	Čelik	Ispuna	AB stub		Čel.	Isp.	AB st.	
0	0	0	0	0	0	0	0.0	0	0	0	-
200	-156	-156	-155	60.0	76.7	61.2	197.8	30	39	31	101
400	-281	-298	-314	108.0	146.7	123.9	378.6	29	39	33	106
600	-398	-469	-539	153.0	231.0	212.7	596.6	25	39	36	101
800	-545	-668	-790	209.4	329.2	311.8	850.4	25	39	37	94

Bilansom sila utvrđeno je da se, u domenu eksploatacionog opterećenja, preraspodela sile između pojedinih delova spregnutog preseka malo menja. S obzirom na to da je ova promena relativno mala, usvojeno je, na osnovu prosečnih vrednosti, da je preraspodela konstantna za sve korake opterećenja kao Čelik:Ispuna:AB stub = 27:39:34. Utvrđena je i relativno dobra povezanost između ispune od Polimaga, AB stuba i čelične cevi za nivo opterećenja u eksploataciji, odnosno do nivoa $P < 0.5P_u$.

Kao i kod prethodnih grupa, bilans sila nije sproveden za više vrednosti opterećenja, jer postoji razlika između dilatacija betona stuba i čelika cevi, što dovodi do zaključka da je došlo do popuštanja veze između delova spregnutog preseka. Takođe, pri višim vrednostima

opterećenja dostižu se granične dilatacije materijala, pri kojima početni moduli elastičnosti više nisu merodavni.

Deo normalne sile koju prihvata pojedini deo spregnutog preseka određen je za presek sa idealizovanim karakteristikama prema izrazu (4.5). Proračun raspodele opterećenja na pojedine delove poprečnog preseka dat je u tabeli 4.13 preko odnosa redukovane površine (\tilde{A}) i površine idealizovanog preseka (A^*), a uporedo su prikazane i vrednosti distribucije sile dobijene preko bilansa sila.

Tabela 4.13 Preraspodela opterećenja na delove spregnutog preseka

	E [GPa]	A [cm ²]	$n=E/E^*$ [-]	$\tilde{A}=nA$ [cm ²]	\tilde{A}/A^* [%]	Exp. [%]
Čelik	210	18.3	7.66	140.26	30	24
Ispuna	36.8	134	1.34	179.98	39	39
AB stub	27.4	144	1.00	144.00	31	37
$E^*=$	27.4		$A^*=\sum\tilde{A}=$	464.23		

Analizom vrednosti preraspodele dobijene računskim putem sa eksperimentalnim vrednostima uočava se da je angažovanje ispune identično, dok je kod čelika i AB stuba angažovanje u granicama od oko $\pm 6\%$. Kao i kod prethodnih grupa ponašanje eksperimentalnog uzorka dosta dobro odgovara računskom modelu kod kojeg se smatra da je celokupni poprečni presek ravnomerno pritisnut. Ovako ponašanje je moguće objasniti visokim mehaničkim karakteristikama Polimaga, kojima je omogućeno da se transfer sile, sa osnovnog stuba na čelični plašt, može ostvariti u punoj meri i uz visoko angažovanje ispune, iako je u eksperimentu uzorak bio opterećen isključivo preko centralnog dela, tj. preko osnovnog AB stuba.

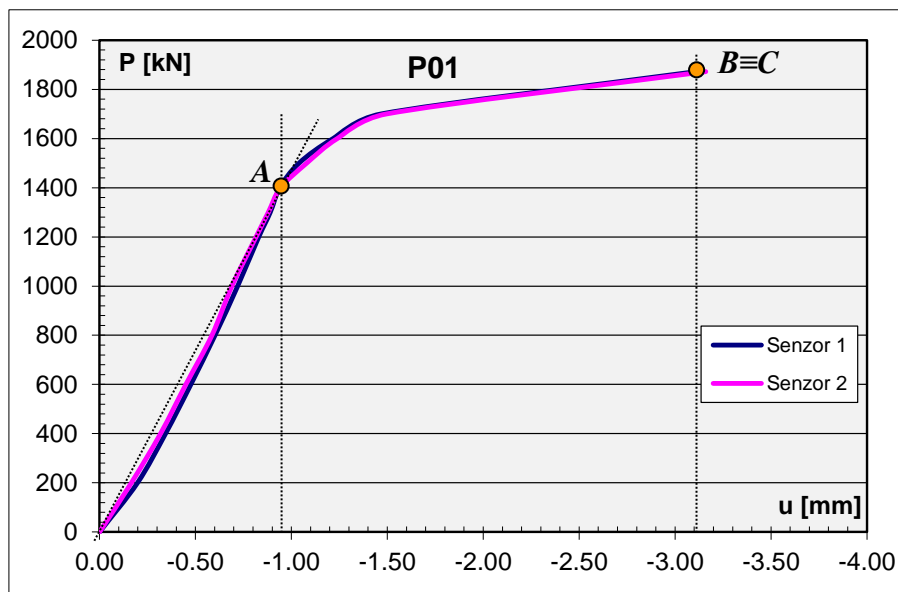
Pomoću specifičnih dilatacija izmerenih pri graničnom opterećenju određena je vrednost unutrašnjeg, ravnomerno podeljenog pritiska, koji se formira unutar cevi stuba *P01*. Napon u pravcu tangente na poprečni presek stuba, određen za ravno stanje napona, iznosi:

$$\sigma_{2,s} = \frac{210 \cdot 10^3}{1 - 0.3^2} (703 + 0.3 \cdot (-1664)) 10^{-6} = 49.92 \text{ MPa},$$

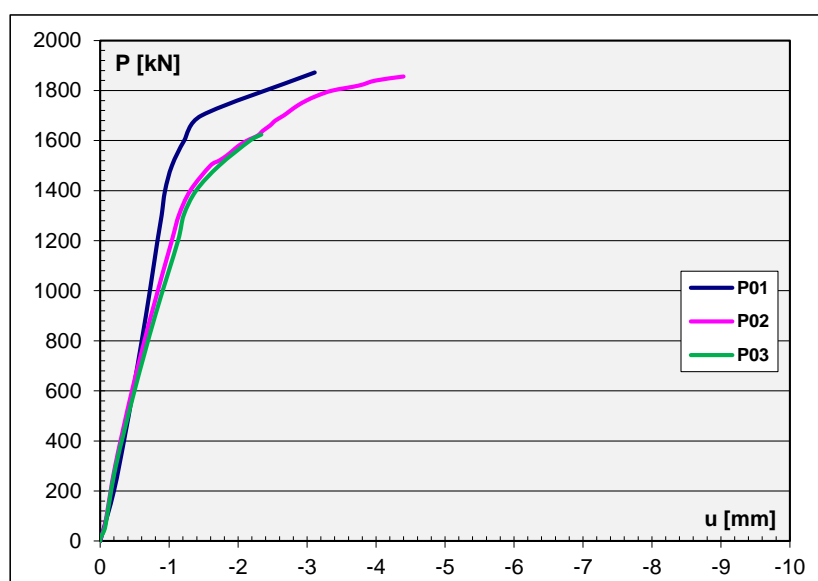
dok vrednost unutrašnjeg pritiska prema izrazu (4.7) iznosi:

$$p = \frac{2 \cdot 3 \cdot 10^{-3} \cdot 46.92 \cdot 10^3}{191 \cdot 10^{-3}} = 1474 \text{ kPa} \cong 1.5 \text{ MPa}.$$

Na dijagramu na slici 4.34 prikazana je zavisnost između sile pritiska i skraćivanja za model stuba *P01*. Prikazani podaci, kao i kod prethodnih grupa, predstavljaju digitalni zapis dobijen od dva digitalna davača pomeranja. Zapisi sa oba uređaja imaju međusobno vrlo bliske vrednosti, što znači da je model stuba opterećivan ravnomerno, jer su davači registrovali pomeranje ploče hidraulične prese. Sa dijagrama se uočava da je ponašanje modela stuba gotovo potpuno linearno sve do sile od oko 1400 kN, (tačka *A*) koja odgovara sili pri kojoj je dostignuta granična dilatacija zatezanja u poprečnom pravcu na osnovnom AB stubu. Daljim povećavanjem sile uočava se izraženiji porast deformacija u odnosu na povećanje sile. Nakon dostizanja graničnog opterećenja osnovnog AB stuba pri sili $P=1872 \text{ kN}$ (tačka *B*) uzorak više nije bio u stanju da prihvati dalje povećanje sile. Do gubitka nosivosti modela stuba spregnutog preseka (tačka *C*) dolazi istovremeno sa slomom AB stuba. Kada je dostignuta granična nosivost uzorka dalji rast deformacija se nastavio bez ikakvog povećanja sile, što je dovelo do završetka ispitivanja.

Slika 4.34 Dijagram zavisnosti aksijalne sile i skraćenja stuba $P01$

Dijagrami prikazani na slici 4.35 uporedno daju zavisnosti normalne sile u odnosu na podužnu deformaciju sva tri uzorka. Uočava se da je ponašanje modela vrlo slično sve do loma. Kada se dijagrami međusobno uporede vidi se da je, u oblasti eksploatacionog opterećenja, odstupanje između modela relativno malo, dok modeli $P02$ i $P03$ imaju gotovo potpuno identične vrednosti. Model stuba $P01$ ima nešto višu aksijalnu krutost u odnosu na druga dva modela, mada je razlika mala. U oblasti graničnog opterećenja kod modela $P01$ primetno je značajnije odstupanje vrednosti. Ovo je verovatno uzrokovano nešto višim početnim modulom elastičnosti AB stuba, u poređenju sa preostala dva uzorka, što je imalo za posledicu i nešto višu krutost. Stubovi $P01$ i $P02$ imaju vrlo bliske sile loma, kao i granične deformacije. Kod sva tri stuba izraženo linearno ponašanje karakteristično je sve do sile od oko $P=1400kN$, što odgovara računskoj sili pri kojoj je dostignut granični napon zatezanja u osnovnom AB stubu, posle čega započinje nelinearni prirast deformacija. Kod modela stuba $P03$ došlo je do pucanja zavarenog spoja na cevi usled čega je registrovana nešto niža granična sila i deformacija, što se uočava i na dijagramu.

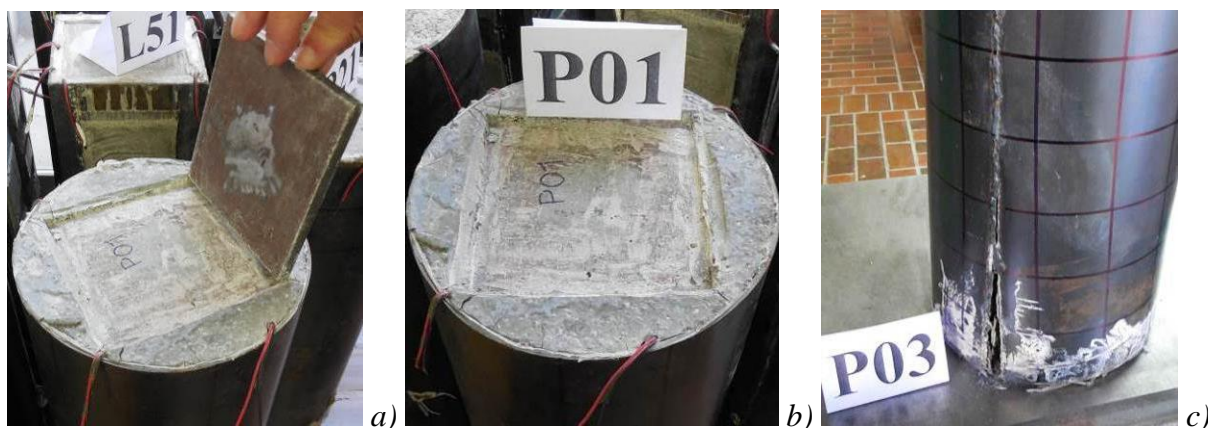


Slika 4.35 Dijagrami zavisnosti aksijalne sile i skraćenja stuba

Sa dijagrama prikazanih na slici 4.35 i analize nosivosti modela stuba *P01* mogao bi se izvesti zaključak da se sva tri modela, što se tiče napona, deformacija i preraspodele opterećenja na delove preseka, ponašaju na isti ili vrlo sličan način.

Kod sva tri modela stuba registrovano je gotovo identično ponašanje sve do loma. Do loma, odnosno gubitka nosivosti dolazilo je, kao i kod prethodne dve grupe, usled povećanja napona u čeliku do granice tečenja, kao i prekoračenja pritisne čvrstoće i drobljenja betona na mestu unosa sile. Kao što je već napomenuto, od modela stuba *P03* došlo je do pucanja vara na cevi, što se i vidi na slici 4.36-*c*.

Isto kao i kod prethodne dve grupe, došlo je do potpunog utiskivanja i gornje i donje čelične pločice u stub pri opterećenju $P \approx 1400 \text{ kN}$, što odgovara računskoj vrednosti sile pri kojoj su dostignuti napon tečenja u čeliku i poprečna granična dilatacija u betonu AB stuba. Nakon vertikalne deformacije osnovnog AB stuba od 5 mm , na oba kraja, svi delovi spregnutog preseka započeli su da direktno prenose opterećenje, što je imalo za posledicu dalje povećanje nosivosti. Porast nosivosti nastavio se sve do dostizanja pritisne čvrstoće AB stuba, što je dovelo do dostizanja drugog nivoa nosivosti, uz karakterističnu deformaciju vrha stuba. Slika 4.42-*a* prikazuje uklanjanje metalne pločice na modelu stuba *P01*, dok je na slici 4.42-*b* prikazan vrh stuba neposredno nakon vađenja pločice.



Slika 4.36 Vrh modela stuba *P01* neposredno nakon ispitivanja

Granične sile stubova registrovane prilikom ispitivanja su prikazane u tabeli 4.14. Prikazane su još i prosečna vrednost rezultata, standardno kvadratno odstupanje, kao i koeficijent varijacije i raspon rezultata. Proračun karakterističnih vrednosti izvršen je za dva slučaja, kao i kod modela sa ispunom od sitnozrnog betona nižeg kvaliteta. U prvom slučaju analizirane su vrednosti za sve tri registrovane sile, dok je u drugom slučaju iz rezultata izdvojena najniža vrednost.

Tabela 4.14 Granične sile ojačanih stubova – Grupa *P0x*

Ispuna 3 – Polimag							
Uzorak	<i>P01</i>	<i>P02</i>	<i>P03</i>	Srednja vrednost	S_n [kN]	C_v [%]	R [kN]
P_u [kN]	1872	1856	1624	1784.0	138.8	7.8	248.0
P_u [kN]	1872	1856	–	1864.0	11.3	0.6	16.0

Modeli stuba ojačanog čeličnim plaštom i ispunom od specijalnog sitnozrnog betona visokog kvaliteta imali su relativno bliske sile loma. Međusobno odstupanje vrednosti graničnih sila ima vrednost od $S_n = 138.8 \text{ kN}$ uz koeficijent disperzije rezultata od $C_v = 7.8\%$.

Ovo dosta visoko odstupanje rezultata posledica je nešto niže sile loma modela *P03*, kod kojeg je došlo do pucanja čeličnog plašta na mestu vara.

Ukoliko se posmatraju samo vrednosti modela *P01* i *P02* standardno odstupanje rezultata iznosi svega $S_n=11.3kN$, dok je disperzija rezultata gotovo nepostojeća $C_v=0.6\%$, a raspon vrednosti rezultata je minimalan. Sve ovo ukazuje na ujednačenost i visok kvalitet upotrebljenih materijala, kao i na adekvatan način ugradnje.

Na slici 4.37 prikazana su sva tri modela stuba ove grupe nakon završenog ispitivanja.



Slika 4.37 Modeli ojačanih stubova *P0x* neposredno posle ispitivanja

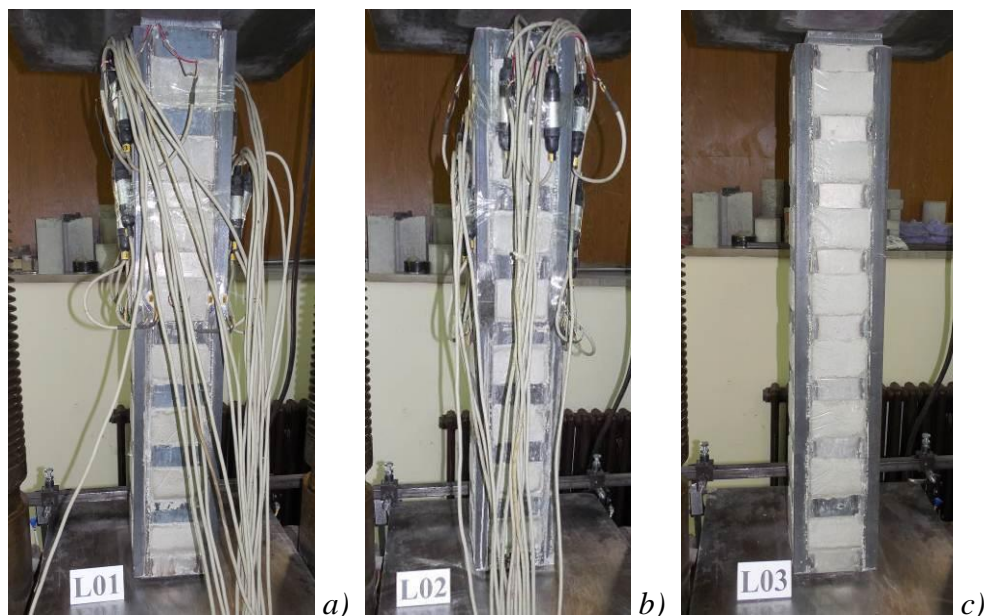
4.2.3. Stubovi ojačani čeličnim L profilima

Ispitivanje šest modela armiranobetonskih stubova ojačanih valjanim čeličnim L profilima međusobno mestimično spojenih horizontalnim prečkama od čeličnog lima i ispunom od specijalne vrste sitnozrnog betona, prema fazama programa ispitivanja, vršeno je na sličan način kao i ispitivanje modela prethodnih grupa. Na ovaj način bila je moguća direktna procena uspešnosti ojačanja AB stubova ovom metodom u odnosu na modele ojačane čeličnim cevima, kao i komparacija rezultata sa ispitivanjem ne ojačanih modela. Takođe, vršeno je i međusobno poređenje dve grupe modela sa ojačanjima od L profila, kako bi se sagledali uticaji različitog razmaka spojnih limova. Prva grupa modela imala je horizontalne limove na međusobnom rastojanju od $e=10cm$, dok su kod druge grupe spojni limovi postavljeni na rastojanju od $e=15cm$.

Tokom sprovođenja eksperimenta instrumentima je vršeno digitalno registrovanje podataka za svaki inkrement opterećenja, tj. za sve faze programa, sve do loma uzorka. Pored toga, vršeno je i registrovanje sile pri kojoj dolazi do pojave prslina, njihova širina i razvoj, kao i vrednost granične sile, karakteristični tip loma, proces i veličina globalne deformacije uzorka.

4.2.3.1. Varijanta 1

Prvu grupu činila su tri modela stuba ojačana čeličnim L profilima i prečkama postavljenim na međusobnom rastojanju $e=10cm$. Modeli stubova ove grupe neposredno pre ispitivanja prikazani su na slici 4.38. Na uzorcima *L01* i *L02* uočavaju se signalno provodni kablovi mernih traka, a na modelu *L03*, na vrhu stuba, vide se postavljene čelične pločice koje su služile za prenos opterećenja. Registrovanje specifičnih dilatacija mernim trakama vršeno je za uzorke *L01* i *L02*, dok su kod sva tri uzoraka globalne deformacije štapa registrovane pomoću digitalnih davača pomeranja – šublera.

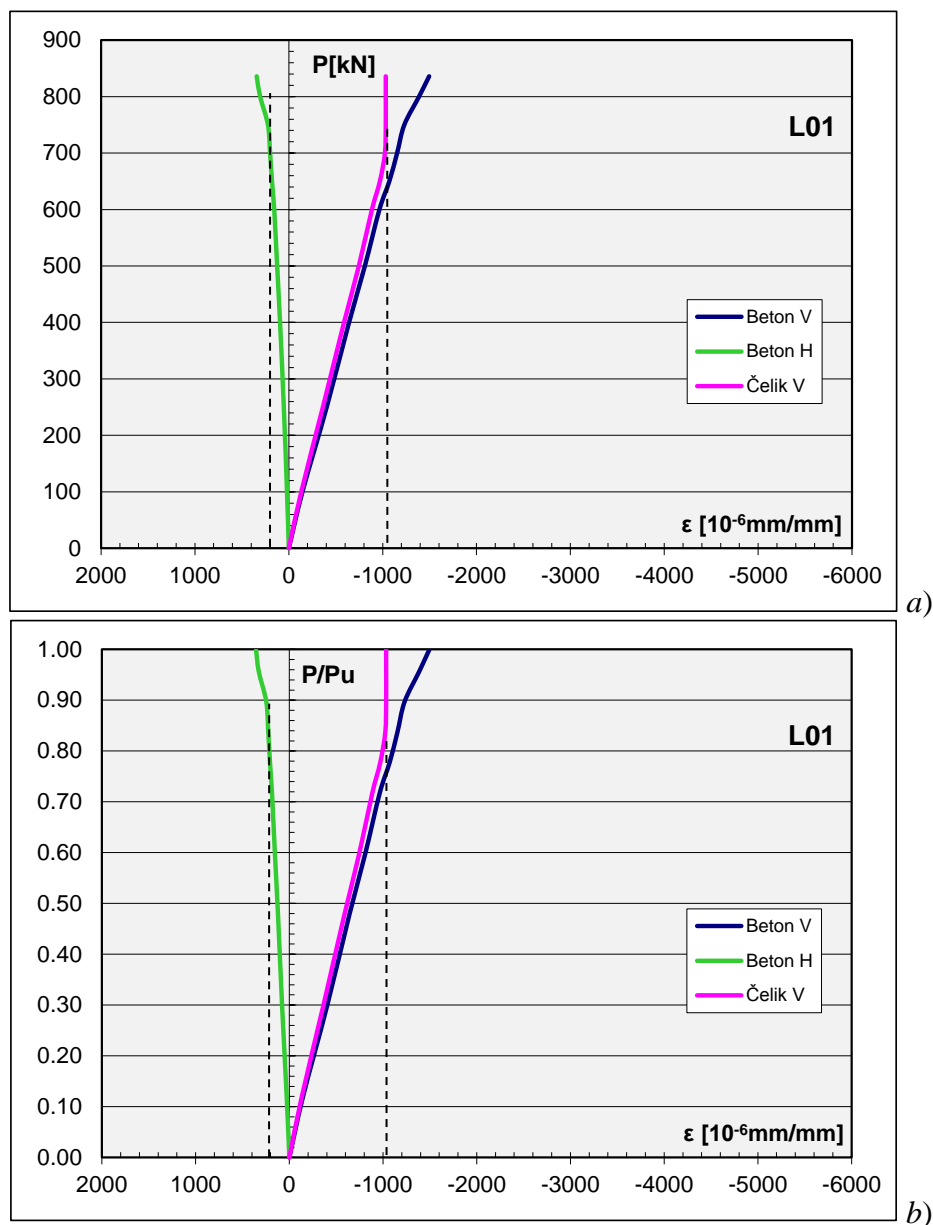


Slika 4.38 Modeli ojačanih stubova $L0x$ neposredno pre ispitivanja

U daljoj analizi dat je detaljan prikaz rezultata ispitivanja modela stuba sa oznakom $L01$. Na slikama 4.39-*a* i *b* prikazani su dijagrami apsolutne i relativne promene aksijalne sile pritiska u odnosu na uzdužne i poprečne dilatacije. Usvojene oznake "Beton V", "Beton H" i "Čelik V" na dijagramima odnose se na pravac glavnih dilatacija vertikalnom stubu. Specifične dilatacije u vertikalnom (V) i horizontalnom (H) pravcu merene su na betonu osnovnog AB stuba, dok je dilatacija čelika na L profilu merena u vertikalnom (V) pravcu.

Analizom dijagrama sa slike 4.39 može se uočiti da je ponašanje modela stuba $L01$ gotovo potpuno linearno kroz sve faze nanošenja opterećenja, i da izraženiji nelinearan rast deformacija u odnosu na prirast sile nije registrovan. Takođe, odnos poprečne i podužne dilatacije modela stuba zadržava konstantnu vrednost kroz sve inkremente opterećenja.

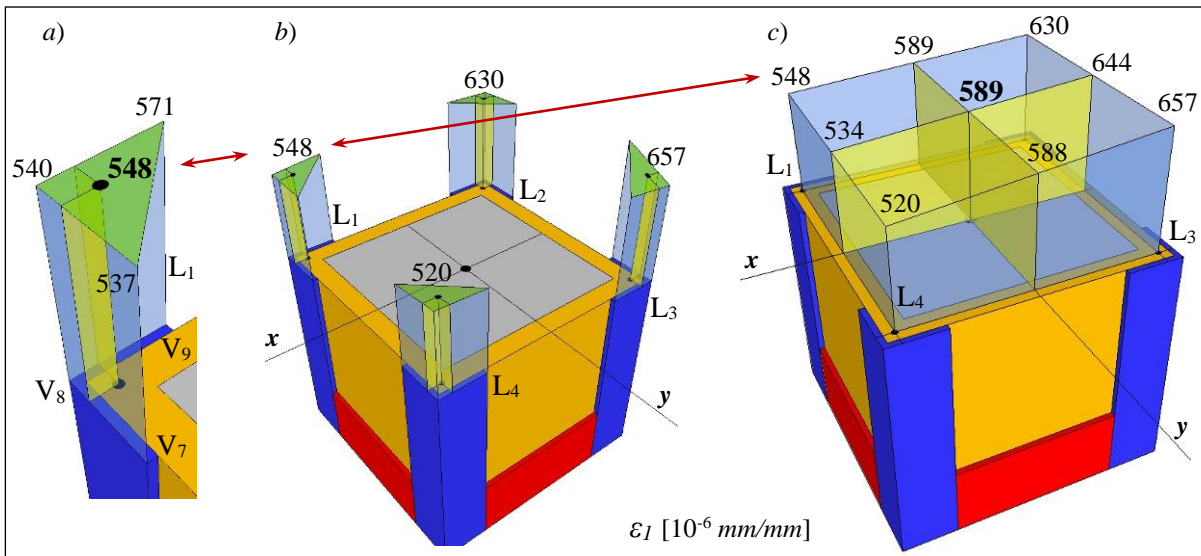
Sa dijagrama je moguće uočiti da, u domenu eksploatacionog opterećenja, podužne specifične dilatacije na čeličnom profilu i na AB stubu imaju gotovo identične vrednosti, što ukazuje na to da je ostvareno veoma dobro sprežanje preseka. Relativno malo odstupanje između dilatacija čelika i betona registrovano je sve do 80% od sile loma uzorka. Pri sili od oko $P=690kN$ na osnovnom AB stubu dostignuta je poprečna dilatacija od 0.2‰, što odgovara graničnom naponu zatezanja u betonu, a takođe je u, gotovo isto vreme, dostignuta i granična dilatacija u čeliku od 1‰, što je na slici prikazano isprekidanim linijama. Daljim povećavanjem opterećenja došlo je do značajnijeg odstupanja između vrednosti izmerenih deformacija na čeliku i betonu. Različite vrednosti specifičnih dilatacija u betonu i čeliku, dovode do zaključka da je nastalo narušavanje veze između delova spregnutog preseka. Dostizanjem nosivosti na zatezanje betona ispune dolazi do razvoja podužnih prslina u SikaGrout-u, što je uticalo na transfer sile između AB stuba, ispune i čeličnih profila, a na šta ukazuju i vrednosti specifičnih dilatacija koje na čeliku, sve do loma, imaju veoma mali prirast, dok dilatacije na betonu imaju značajniji rast. Razilaženje između dilatacija čelika i betona izraženo je u domenu graničnog opterećenja i neposredno pred slom uzorka.



Slika 4.39 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba L01

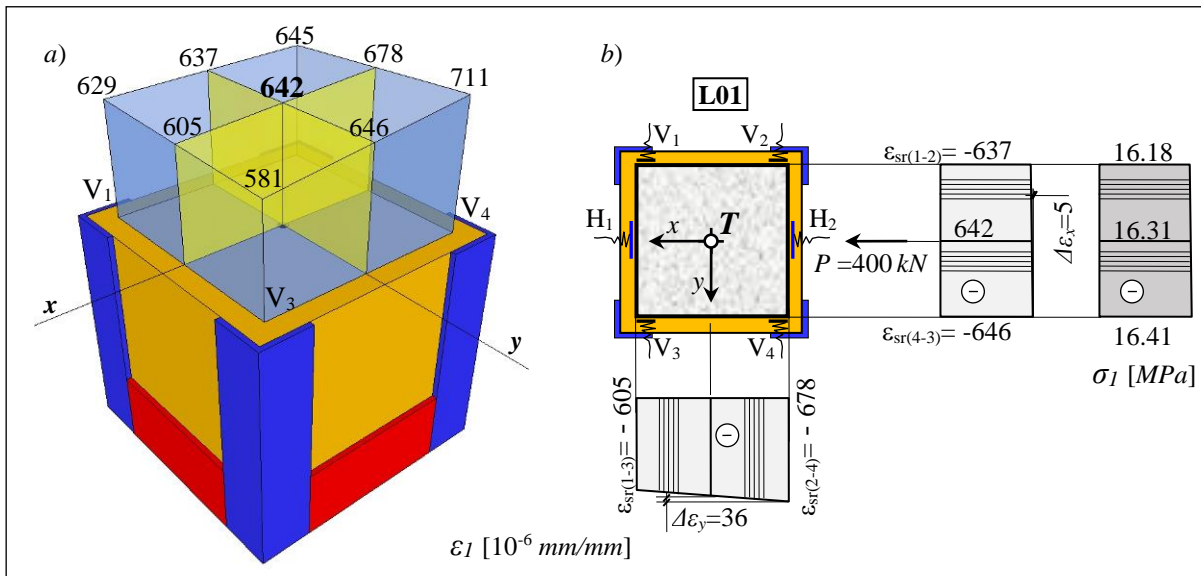
Naponsko deformacijska analiza sprovedena je za opterećenje koncentrisanom silom pritiska $P=400\text{kN}$. Odnos vrednosti sile iz analize i njene granične vrednosti približno odgovara vrednosti 50% nosivosti uzorka. Stanje podužnih specifičnih dilatacija na modelu stuba L01 prikazano je na slikama 4.40 i 4.41.

Princip određivanja težišne dilatacije iz tri merene vrednosti (V_7 , V_8 i V_9) na čeličnom profilu L_1 prikazan je na slici 4.40-a, dok su na slici 4.40-b prikazane veličine specifičnih dilatacija u težištima profila $L_1 \div L_4$. Na osnovu dilatacija pojedinačnih profila određena je težišna dilatacija grupe profila, kao što je to prikazano na slici 4.40-c. Ovako određene težišne vrednosti prikazane su na dijagramima sa slike 4.39. Analizom vrednosti sa slike 4.40-c uočava se da je razlika između deformacija naspramnih tačaka i težišta relativno mala i da su momenti savijanja nastali usled ekscentričnosti sile minimalni.



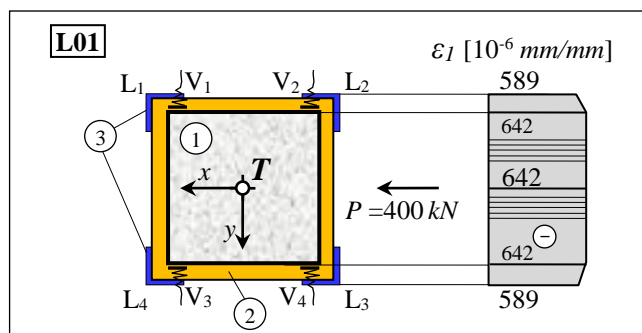
Slika 4.40 Specifične dilatacije čeličnih delova preseka za model stuba L01

Na slici 4.41-a prikazan je način određivanja težišnih dilatacija na betonu osnovnog AB stuba. Kao i kod čeličnih delova preseka, uočava se da je razlika između dilatacija naspramnih tačaka i težišta relativno mala (Slika 4.41-b), što potvrđuje da je model stuba opterećen centrično i da su momenti savijanja usled ekscentričnosti sile minimalni. Sve ovo ukazuje na to da se može smatrati da je uzorak bio ispitivan kao čisto aksijalno opterećen stub, što je i bio osnovni cilj ispitivanja.



Slika 4.41 Specifične dilatacije betonskog dela preseka za model stuba L01

Angažovanje pojedinih delova spregnutog, trodelnog, preseka "Beton-Ispuna-Profil" prikazano je preko bilansa sila pri eksploatacionom opterećenju od $P=400kN$ za presek na polovini visine stuba. Na slici 4.42 prikazane su težišne vrednosti dilatacija u podužnom pravcu na betonu i na čeliku.

Slika 4.42 Specifične dilatacije ε_I kod stuba L01

Razmatrani poprečni presek sačinjavaju:

- | | | |
|-------------------------|------------------------|--------------------------|
| 1. AB stub + armatura | $A_b = 144\text{cm}^2$ | $E_b = 25.4\text{GPa}$; |
| 2. Ispuna SikaGrout-212 | $A_F = 55\text{cm}^2$ | $E_F = 31\text{GPa}$; |
| 3. Čelični profili | $A_s = 7.0\text{cm}^2$ | $E_s = 210\text{GPa}$. |

Modul elastičnosti AB stuba odgovara sekantnom modulu pri nivou opterećenja koji odgovara 40% pritisne čvrstoće modela stuba S3. Ova vrednost, određena u analizi kontrolne grupe, usvojena je u daljem proračunu napona i deformacija, jer su modeli stubova ojačani čeličnim kavezom mnogo bliže čistim AB stubovima u odnosu na modele ojačane cevima. Površina ispune (A_F) određena je merenjem dimenzija izvedenog uzorka.

Sila na stubu se, između pojedinih delova preseka, deli proporcionalno njihovoj aksijalnoj krutosti i registrovanoj specifičnoj dilataciji, slično kao i kod modela stubova ojačanih čeličnim cevima. Deo aksijalne sile koju prihvata pojedini deo preseka određen je na osnovu izraza (4.4). Proračun bilansa sila prikazan je u tabeli 4.15.

Tabela 4.15 Bilans sila za opterećenje $P=400\text{kN}$

Sila u pojedinom delu preseka	P_i/N
$P_{AB} = \varepsilon_b E_b A_b = 642 \cdot 10^{-6} \cdot 25.4 \cdot 10^6 \cdot 144 \cdot 10^{-4} = 234.2\text{kN}$	55%
$P_F = \varepsilon_F E_F A_F = 615 \cdot 10^{-6} \cdot 31.0 \cdot 10^6 \cdot 55 \cdot 10^{-4} = 104.9\text{kN}$	25%
$P_s = \varepsilon_s E_s A_s = 589 \cdot 10^{-6} \cdot 210 \cdot 10^6 \cdot 7 \cdot 10^{-4} = 86.5\text{kN}$	20%
$\Sigma P_i = N$	$= 425.6\text{kN}$

Iz prikazanog se može sagledati da osnovni betonski stub prihvata 55%, ispuna 25%, a čelični profili 20% od ukupne sile koje deluje na stub. Bilans ovih sila daje ukupnu vrednost od $P_{ef}=425.6\text{kN}$, koja je, u odnosu na unetu silu $P=400\text{kN}$ veća za oko 6%.

Kao i kod modela prethodnih grupa analiza preraspodela sila sprovedena je za svaki inkrement opterećenja u domenu eksploatacionih uticaja, a karakteristični rezultati prikazani su u tabeli 4.16. Prikazana je distribucija sile na delove spregnutog preseka u apsolutnim i relativnim vrednostima, kao i sila registrovana na presi. Na određena odstupanja, između sila očitanih na presi i sila dobijenih proračunom bilansa sila verovatno je uticalo više faktora. Kao glavni uzroci odstupanja, i kod ovih modela, mogu se navesti moduli elastičnosti, kako betona stuba tako i ispune. Još jedan od mogućih uzroka razlike u izmerenim i sračunatim silama, mogu biti i površine pojedinih delova preseka. Proračun bilansa sila izvršen je sa površinama koje su stvarno izvedene, zato su registrovana odstupanja relativno mala, ispod

5%, što potvrđuje tačnost iznesenih pretpostavki, kao i tačnost merenja na modelu stuba i merenja pri određivanju modula elastičnosti.

Isto, kao i kod prethodnih grupa, usvojeno je da specifične dilatacije ispune, uz armiranobetonski stub, imaju iste vrednosti kao i odgovarajuće dilatacije na betonu stuba, dok dilatacije ispune uz čelične profile, imaju iste vrednosti kao i odgovarajuće dilatacije na čeliku, što je prikazano na slici 4.42. Specifična dilatacija ispune od SikaGrout-a dobijena je kao srednja vrednost dilatacija čelika i AB stuba. Iz prikazane analize bilansa sila uočava se tačnost usvojene pretpostavke.

Tabela 4.16 Preraspodela opterećenja pri eksploatacionim stanjima modela L01

P_p [kN]	$\varepsilon_i \times 10^{-6}$ [mm/mm]			P_i [kN]			N [kN]	P_i/N [%]			P_p/N [%]
	Čelik	Ispuna	AB stub	Čelik	Ispuna	AB stub		Čel.	Isp.	AB st.	
0	0	0	0	0	0	0	0.0	0	0	0	-
100	-133	-139.3	-146	19.6	23.8	53.1	96.4	20	25	55	104
250	-363	-383.6	-404	53.4	65.4	147.5	266.3	20	25	55	94
400	-589	-615.1	-642	86.5	104.9	234.2	425.6	20	25	55	94
500	-746	-778.4	-811	109.7	132.7	295.9	538.3	20	25	55	93

Analizom bilansa sila utvrđeno je da, u domenu eksploatacionog opterećenja, preraspodela sile između pojedinih delova spregnutog preseka ostaje konstantna. Čelični kavez prenosi 20%, ispuna 25%, a osnovni AB stub 55% od sile koja deluje na uzorak. Takođe, utvrđena je i relativno dobra povezanost između betona ispune, AB stuba i čeličnog kaveza za gotovo sve nivoe opterećenja.

Proračun bilansa sila sproveden je za sve inkremente opterećenja sve do graničnog stanja, a karakteristične vrednosti rezultata date su u tabeli 4.17. Prikazana analiza je, za razliku od prethodne tri grupe, mogla da se izvrši sve do loma zbog izraženo linearnog ponašanja modela ove grupe. Pri višim vrednostima opterećenja postoji određena razlika između dilatacija betona i čelika (Slika 4.39). Kao što je već rečeno, može se zaključiti da je došlo do narušavanja veze između delova spregnutog preseka, što je uticalo na ponašanje uzorka. U daljoj analizi usvojena je pretpostavka da su, zbog klizanja nastalog na kontaktu AB stuba i ispune, specifične dilatacije SikaGrout-a identične sa dilatacijama čelika.

Na osnovu analize dobijenih vrednosti uočava se da su razlike, između sila očitanih na presi (P_p) i sila dobijenih proračunom bilansa sila (N), do 8%. Ova odstupanja su za sve inkremente opterećenja u prihvatljivim granicama. Pri graničnim stanjima na odstupanja između sila, pored već navedenih razloga utiče i promena nagiba naponsko-deformacijskog dijagrama, a od naročitog značaja je i to što je došlo do razvoja prslina u betonu, čime je narušen zajednički rad delova spregnutog preseka.

Tabela 4.17 Preraspodela opterećenja pri graničnim stanjima modela L01

P_p [kN]	$\varepsilon_i \times 10^{-6}$ [mm/mm]			P_i [kN]			N [kN]	P_i/N [%]			P_p/N [%]
	Čelik	Ispuna	AB stub	Čelik	Ispuna	AB stub		Čel.	Isp.	AB st.	
600	-886	-925.6	-965	130.2	157.8	352.4	640.4	20	25	55	94
650	-970	-1020.5	-1071	142.7	174.0	390.8	707.5	20	25	55	92
700	-1024	-1089.1	-1154	150.6	185.7	421.2	757.5	20	25	55	92
750	-1033	-1033.2	-1230	151.9	176.2	449.1	777.1	20	22	58	97
800	-1033	-1033.2	-1387	151.9	176.2	506.4	834.4	18	21	61	96
836	-1033	-1033.2	-1495	151.9	176.2	545.8	873.8	18	20	62	96

Kao što se iz tabele 4.17 može videti, preraspodela sile između pojedinih delova spregnutog preseka ostaje gotovo nepromenjena, sve do dostizanja graničnih dilatacija zatezanja u AB stubu, pri sili od oko $P=700kN$. Nakon toga dolazi značajne propagacije prslina kroz ispunu, što dovodi do procentualnog snižavanja sile koju nose L profili i ispuna. Sve ovo ima za posledicu da osnovni AB stub prihvata veći deo sile, usled čega ubrzo dolazi i do gubitka nosivosti modela stuba.

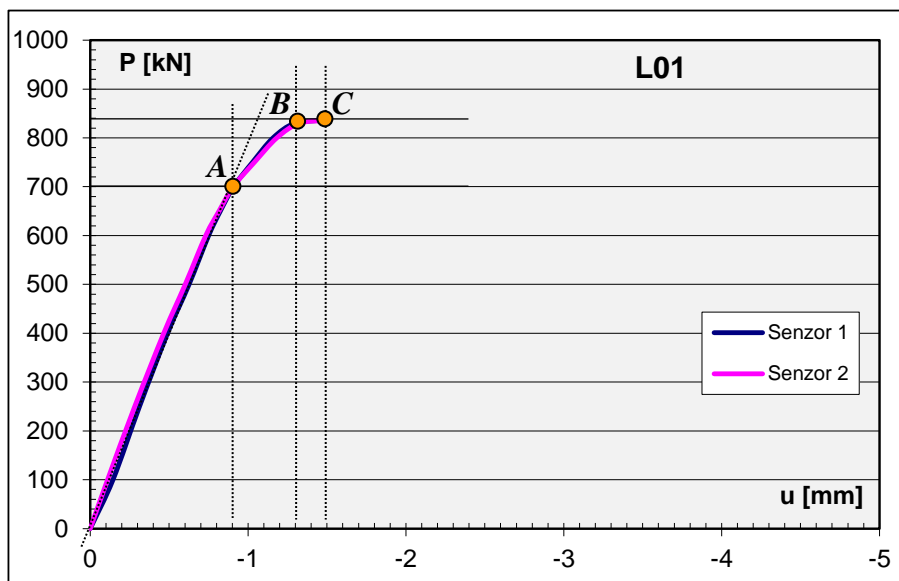
Računske vrednosti normalne sile koju prihvataju delovi spregnutog preseka određene su sa idealizovanim karakteristikama prema izrazu (4.5). U tabeli 4.18 dat je proračun raspodele opterećenja na pojedine delove poprečnog preseka, isto kao i kod prethodnih grupa, a uporedo su prikazane i vrednosti distribucije sile dobijene preko bilansa sila.

Tabela 4.18 Preraspodela opterećenja na delove spregnutog preseka

	E [GPa]	A [cm ²]	$n=E/E^*$ [-]	$\tilde{A}=nA$ [cm ²]	\tilde{A}/A^* [%]	Exp. [%]
Čelik	210	7	8.27	57.87	21	20
Ispuna	31	55	1.22	67.13	25	25
AB stub	25.4	144	1.00	144.00	54	55
$E^*=$	25.4		$A^*=\sum\tilde{A}=$	269.00		

Vrednosti preraspodele dobijene računskim putem veoma dobro se poklapaju sa eksperimentalno određenim vrednostima, uz odstupanja u zanemarljivim granicama. Ponašanje eksperimentalnog uzorka kod ove grupe najviše odgovara računskom modelu za kojeg se smatra da je celokupni poprečni presek ravnomerno opterećen. Iako je u eksperimentu uzorak bio opterećen isključivo preko centralnog AB stuba, zbog male debljine ispune, transfer sile na čelični kavez je mogao biti ostvaren u punoj meri. Visoke mehaničke karakteristike SikaGrout-a uticale su na ravnomerniji prenos opterećenja

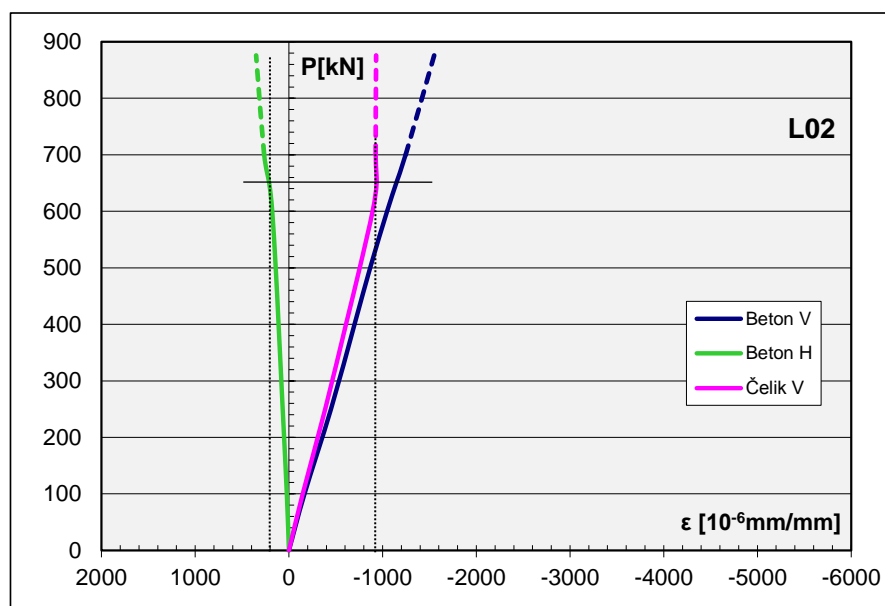
Zavisnost između sile pritiska i promene dužine, odnosno skraćivanja modela stuba $L01$ prikazana je na dijagramu na slici 4.43. Prikazani podaci predstavljaju digitalni zapis dobijen od dva digitalna davača pomeranja, kao i kod prethodnih grupa. Zapisi sa oba uređaja imaju međusobno vrlo bliske vrednosti, što znači da je i ovaj model opterećen ravnomerno.



Slika 4.43 Dijagram zavisnosti aksijalne sile i skraćenja stuba $L01$

Sa dijagrama se uočava da je ponašanje modela stuba gotovo potpuno linearno sve do sile od $P=700kN$, (Tačka A), koja odgovara sili pri kojoj dolazi do graničnih dilatacija zatezanja u betonu. Daljim povećavanjem sile primetan je izraženiji prirast deformacija u odnosu na prirast sile. Nakon dostizanja graničnog opterećenja pri sili $P=836kN$ (Tačka B) stub spregnutog preseka više nije bio u stanju da prihvati dalje povećanje sile, iako je dalji rast deformacija nastavljen, što je dovelo do završetka ispitivanja (Tačka C).

Prethodno prikazana analiza napona i deformacija odnosi se na model stuba *L01*, koji je izabran kao reprezent kontrolne grupe stubova. Ista analiza sprovedena je i za model *L02*, a rezultati su u daljem tekstu prikazani u konačnom obliku. Dijagram apsolutne promene aksijalne sile pritiska u odnosu na uzdužne i poprečne dilatacije kod modela stuba *L02* prikazan je na slici 4.44.



Slika 4.44 Dijagram promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba *L02*

Slično kao i kod prethodnog uzorka, uočava se da je ponašanje gotovo potpuno linearno kroz sve faze opterećenja. Vrednosti specifičnih dilatacija neposredno pred lom nisu mogle biti registrovane zbog problema sa opremom, što je na dijagramu prikazano isprekidanim linijama. Nelinearni prirast deformacija, u domenu eksploatacionog opterećenja, ni kod ovog modela nije registrovan, dok je odnos poprečne i podužne dilatacije modela stuba konstantan kroz sve inkremente opterećenja. Relativno malo odstupanje između dilatacija čelika i betona ukazuje na to da je ostvareno veoma dobro sprezanje preseka.

Kao i kod prethodnog modela, nakon što je dostignuta granična dilatacija pri zatezanju, u betonu ispune, došlo je do narušavanja veze između delova spregnutog preseka. Poprečna dilatacija od 0.2‰ dostignuta je pri nešto nižoj sili ($P_{u,H}=650.0kN$) u odnosu na uzorak *L01*, ali je dalje ponašanje modela *L02* identično modelu *L01*. Dostizanjem nosivosti betona na zatezanje dalji prenos opterećenja na čelični deo preseka nije registrovan, što se uočava na dijagramu 4.44.

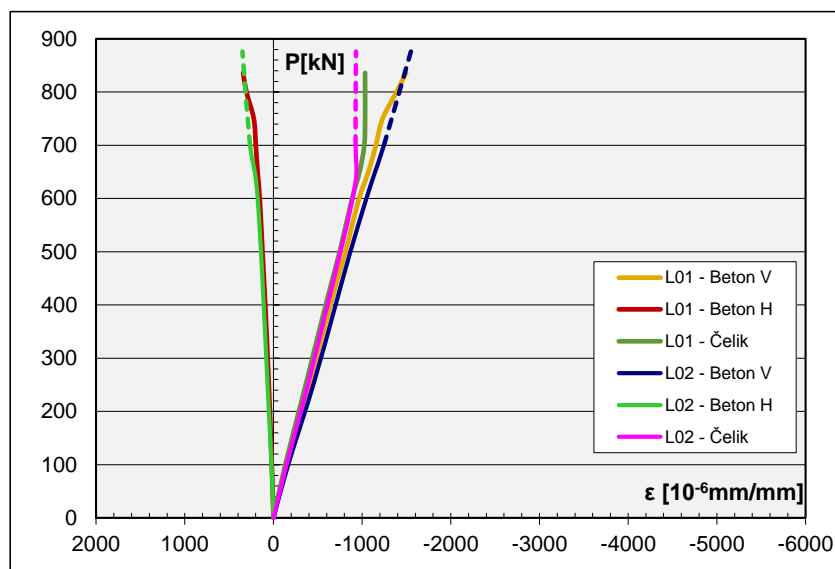
Proračun bilansa sila sproveden je za sve registrovane inkremente opterećenja, a karakteristične vrednosti rezultata date su u tabeli 4.19. Prikazana analiza izvršena je sa istim fizičko-mehaničkim karakteristikama materijala i dimenzijama poprečnog preseka koje su korišćene i kod prethodnog modela.

Tabela 4.19 Preraspodela opterećenja na delove poprečnog preseka modela L02

P_p [kN]	$\varepsilon_i \times 10^{-6}$ [mm/mm]			P_i [kN]			N [kN]	P_i/N [%]			P_p/N [%]
	Čelik	Ispuna	AB stub	Čelik	Ispuna	AB stub		Čel.	Isp.	AB st.	
0	0	0	0	0	0	0	0.0	0	0	0	-
100	-147	-156.8	-166	21.7	26.7	60.7	109.1	20	24	56	92
250	-387	-418.1	-449	56.9	71.3	163.9	292.1	20	24	56	86
400	-609	-654.6	-700	89.5	111.6	255.6	456.7	20	24	56	88
500	-756	-811.4	-867	111.1	138.3	316.5	565.9	20	24	56	88
600	-893	-970.3	-1048	131.3	165.4	382.4	679.1	20	24	56	88
650	-936	-935.6	-1146	137.5	159.5	418.3	715.3	19	22	59	91
700	-927	-926.5	-1245	136.2	158.0	454.5	748.6	18	21	61	94

Iz prikazanog se može sagledati da osnovni betonski stub prihvata 56%, ispuna 24%, a čelični profili 20% od ukupne sile koje deluje na stub. Ove vrednosti su gotovo potpuno identične kao kod uzorka L01, a na određena odstupanja između sila očitanih na presi i sila dobijenih proračunom bilansa sila verovatno su uticali isti faktori.

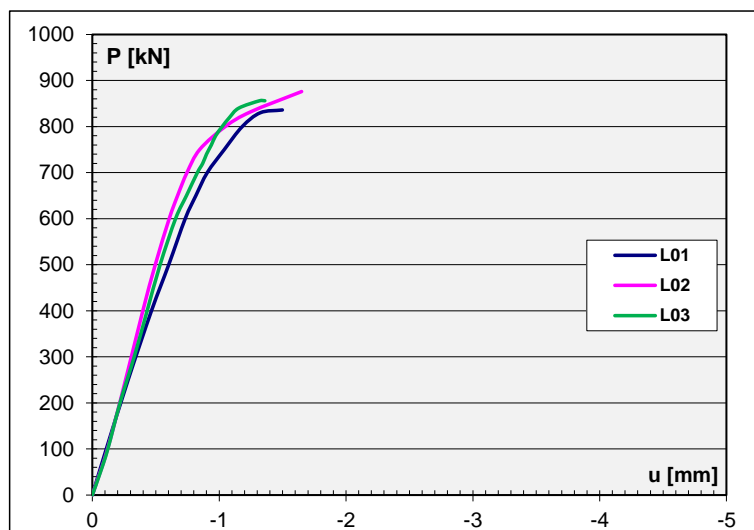
Dijagrami specifičnih dilatacija za modele L01 i L02 uporedno su dati na slici 4.45.



Slika 4.45 Uporedni dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba L01 i L02

Podužne specifične dilatacije u betonu za poslednju fazu opterećenja, tj. lom uzorka, kod oba modela stuba iznose $\varepsilon_{b,pod}=1.5\%$, dok su poprečne dilatacije $\varepsilon_{b,pop}=0.35\%$. Odnos poprečne i podužne dilatacije u betonu kod oba modela stuba zadržava konstantnu vrednost kroz sve inkremente opterećenja. Takođe, specifične podužne dilatacije u čeliku vrlo su bliske graničnim vrednostima od $\varepsilon_{s,pod}=1.1\%$. Vrednosti između uzoraka međusobno se vrlo malo razlikuju. Oba modela pokazala su gotovo identično ponašanje, uz registrovanje rezultata koji su u saglasnosti sa prikazanim računskim vrednostima. Na osnovu svega prikazanog može se zaključiti da se, što se tiče naponsko deformacijskog odgovora, svi modeli ove grupe ponašaju na identičan način.

Dijagrami sa slike 4.46 uporedno prikazuju zavisnost normalne sile u odnosu na podužnu deformaciju sva tri modela stuba ove grupe. Uočava se kako je globalno ponašanje svih modela gotovo potpuno identično sve do loma. Kada se uporede dijagrami vidi se da su, u oblasti eksploatacionog opterećenja, odstupanja između modela vrlo mala.

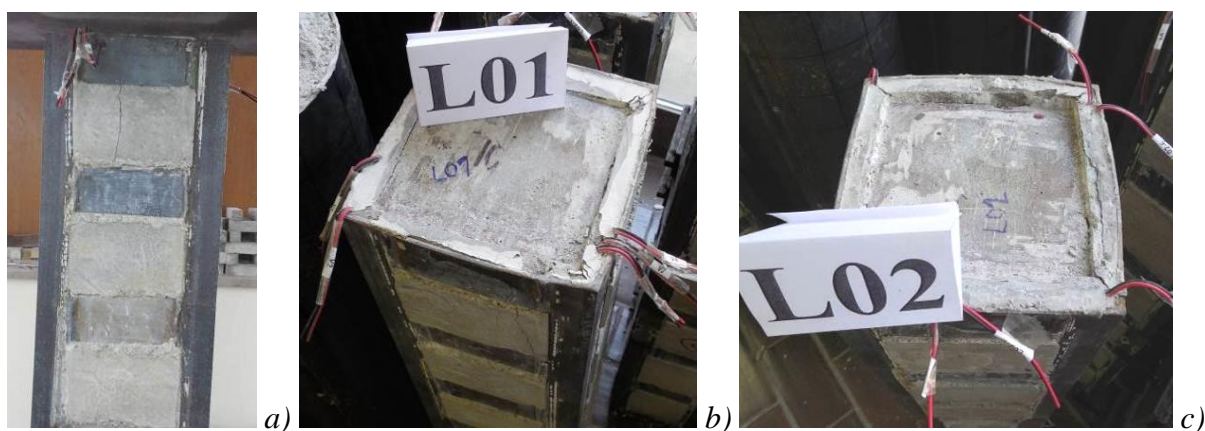


Slika 4.46 Dijagrami zavisnosti aksijalne sile i skraćenja modela stubova

Značajnije odstupanje vrednosti nije uočeno ni u oblasti graničnog opterećenja. Modeli stubova imaju vrlo bliske sile loma i granične deformacije, kao i izraženo linearno ponašanje sve do sile $P=700\text{kN}$, što odgovara računskoj vrednosti sile pri kojoj se dostižu granične dilatacije zatezanja u betonu. Kod uzorka *L02* registrovana je nešto viša početna aksijalna krutost što je imalo za posledicu i višu nosivost, kao i veću graničnu deformaciju. Na osnovu sprovedene analize nosivosti modela stuba *L02* moguće je potvrditi zaključak kako je viša granična sila uzorka verovatno posledica više nosivosti osnovnog AB stuba.

Prsline kod sva tri uzorka uočene su u betonu ispune, pri sili od oko $P=520\text{kN}$. Započinjale su na krajevima uz napredovanje po visini stuba u prvom polju oivičenom sa dve horizontalne metalne prečke, kada je nastajao lom modela. Širina prslina neposredno pred slom uzorka kretala se u granicama $0.5\div 0.7\text{mm}$. Nastanak, mesto i razvoj podužnih prslina i pukotina je gotovo identičan kod svih modela, što se može videti na slici 4.47. Slično kao i kod modela ojačanih cevima, neposredno pred lom, dolazilo je do utiskivanja čeličnih pločica za prenos opterećenja, s tom razlikom što je kod ove grupe gubitak nosivosti uzorka nastupao pre nego što bi ploča hidraulične prese došla u kontakt sa čeličnim kavezom.

Na osnovu dijagrama sa slike 4.46 i prikazane analize nosivosti modela stuba *L01* i *L02* mogao bi se izvesti zaključak kako se svi modeli ove grupe, što se tiče napona, deformacija, prslina i preraspodele opterećenja, ponašaju na identičan način.



Slika 4.47 Karakterističan način loma modela

Slike 4.47-*a* i *b* prikazuju vrh modela stuba *L01* gde se na levoj slici jasno uočavaju podužne prsline u prvom polju između horizontalnih limova. Na desnoj slici se vidi kako je došlo do skraćivanja osnovnog AB stuba i formiranja udubljenja koje je nastalo usled utiskivanja prenosne pločice. Takođe, mogu se uočiti i poprečne prsline nastale na kontaktu betona ispune i primarnog stuba, čime se potvrđuje ranije izneta činjenica da je došlo do narušavanja veze i proklizavanja delova spregnutog preseka.

Na slici 4.47-*c* prikazan je vrh stuba modela *L02*, gde se vidi kako je došlo do skraćivanja osnovnog AB stuba, isto kao i kod prethodnog uzorka. Primetno je i kako je nastalo savijanje i razvlačenje veznih limova kao posledica bočnog širenja primarnog stuba i ispune. Kao i kod prethodnog modela vide se poprečne prsline nastale po obimu na kontaktu dva betona. Crveno-crni kablovi koji se vide na slikama su povezani na izvode sa mernih traka postavljenih na AB stubu.

Granične sile modela ojačanih stubova registrovane prilikom ispitivanja prikazane su u tabeli 4.20. Pored prosečne vrednosti rezultata, prikazane su još i standardna devijacija, koeficijent varijacije kao i raspon rezultata.

Tabela 4.20 Granične sile ojačanih stubova – Grupa *L0x*

Ojačanje L profili $e=10\text{cm}$							
Uzorak	<i>L01</i>	<i>L02</i>	<i>L03</i>	Srednja vrednost	S_n [kN]	C_v [%]	R [kN]
P_u [kN]	836	876	856	856.0	20.0	2.34	40.0

Svi modeli stuba ojačana čeličnim L profilima i horizontalnim prečkama na rastojanju $e=10\text{cm}$ imali su relativno bliske sile loma. Standardno odstupanje graničnih sila ima vrednost od $S_n=20.0\text{kN}$ uz koeficijent disperzije rezultata od $C_v=2.2\%$, dok je raspon vrednosti rezultata je nizak. Ovako dobro slaganje rezultata ukazuje na ujednačenost, kako kvaliteta upotrebljenih materijala, tako i načina izrade modela, kao i samog procesa ispitivanja uzoraka.

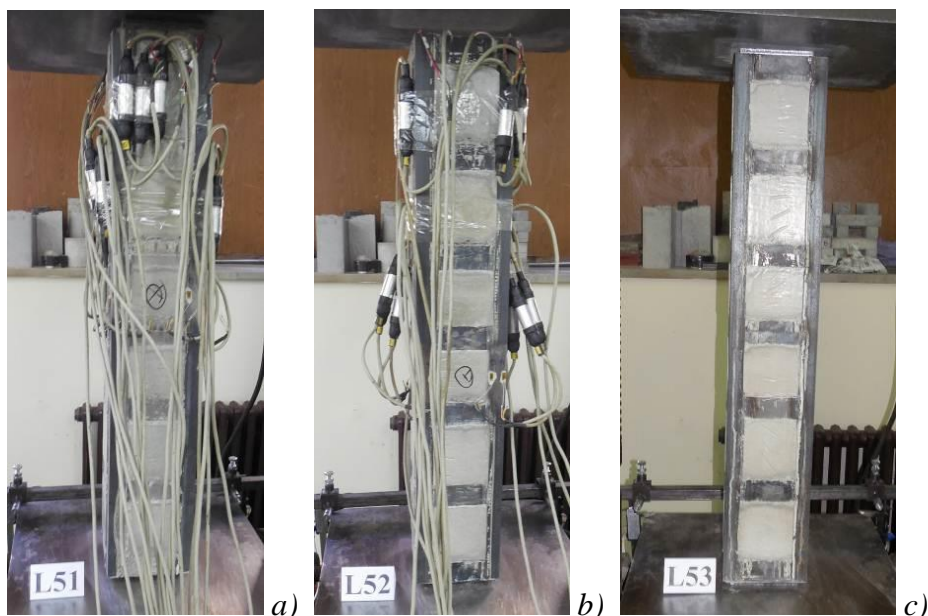
Sva tri modela stuba ove grupe nakon završenog ispitivanja prikazana su na slici 4.48.



Slika 4.48 Modeli ojačanih stubova *L0x* neposredno posle ispitivanja

4.2.3.2. Varijanta 2

Drugu grupu činila su tri modela stuba ojačana čeličnim L profilima i horizontalnim veznim limovima postavljenim na rastojanju $e=15\text{cm}$. Na slici 4.49 prikazani su modeli stubova ove grupe neposredno pre početka ispitivanja. Uzorcima *L51* i *L52* bili su uočavaju se kablovi sa mernih traka, dok se na vrhu modela stuba *L53* vide čelične pločice koje su služile za prenos opterećenja na centralni AB stub.



Slika 4.49 Modeli ojačanih stubova *L5x* neposredno pre ispitivanja

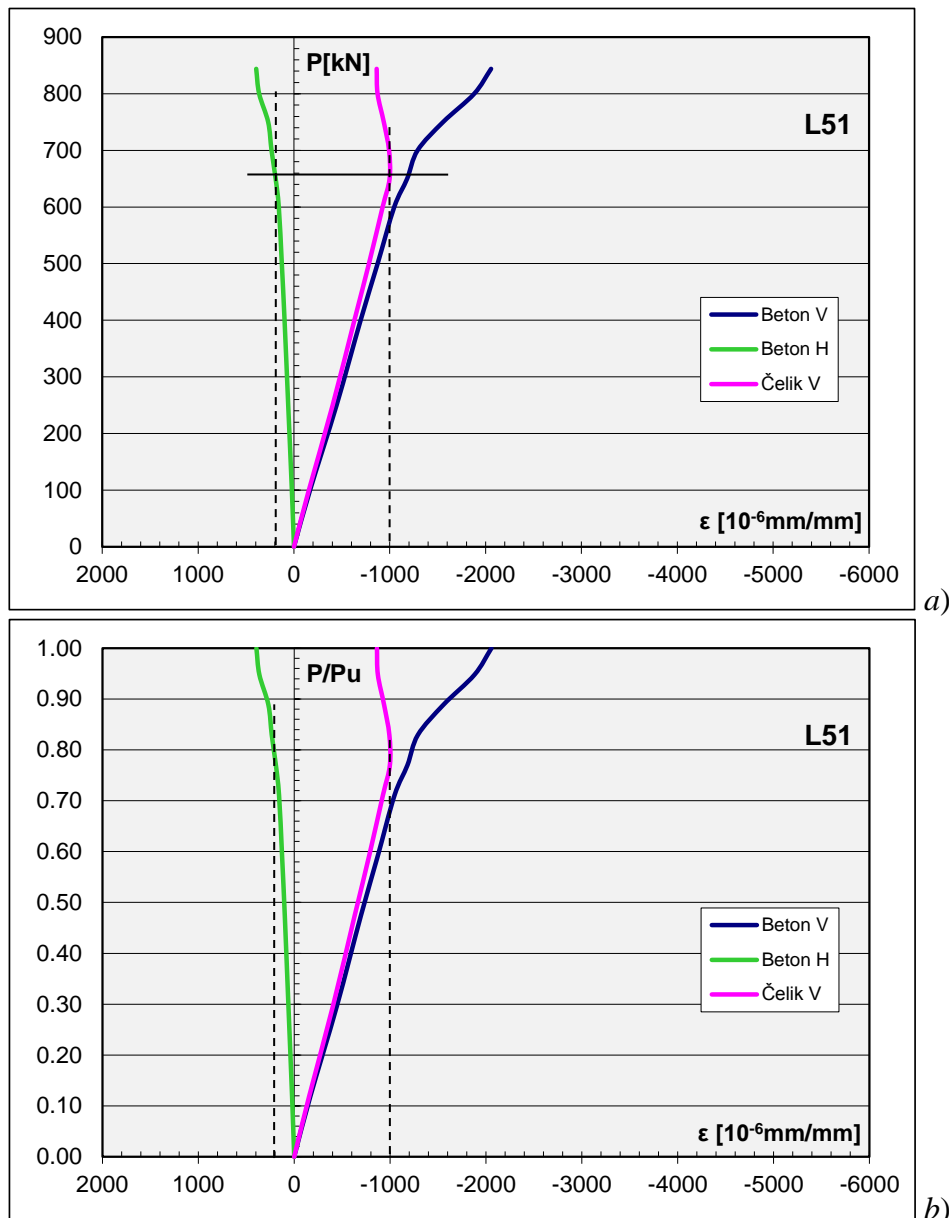
Specifične dilatacije na uzorcima *L51* i *L52* registrovane su mernim trakama, dok su globalne deformacije štapa, kod sva tri uzorka, registrovane pomoću digitalnih davača pomeranja.

Dalja analiza daje detaljan prikaz rezultata ispitivanja modela stuba sa oznakom *L51*. Na slici 4.50-*a* i *b* prikazani su dijagrami apsolutne i relativne promene aksijalne sile pritiska u odnosu na uzdužne i poprečne dilatacije za merene pravce. Usvojene su identične oznake kao kod modela prethodne grupe. Oznake "Beton V", "Beton H" i "Čelik V" na dijagramima odnose se na pravac glavnih dilatacija vertikalnom stubu.

Analizirajući dijagrame sa slike 4.50 uočava se da je ponašanje modela stuba *L51* gotovo potpuno linearno kroz početne faze nanošenja opterećenja, a da je izraženiji nelinearan rast deformacija u odnosu na prirast sile registrovan iznad 80% od maksimalnog opterećenja. Takođe, odnos poprečne i podužne dilatacije modela stuba zadržava konstantnu vrednost sve do graničnog opterećenja.

Podužne specifične dilatacije, u domenu eksploatacionog opterećenja, na čeličnim profilima i na AB stubu imaju gotovo identične vrednosti, što ukazuje na to da je ostvareno veoma dobro sprezanje preseka. Relativno malo odstupanje između dilatacija čelika i betona registrovano je sve do 70% od sile loma uzorka. Pri sili od oko $P=660\text{kN}$ na osnovnom AB stubu dostignuta je poprečna dilatacija pri graničnom naponu zatezanja u betonu, a takođe je dostignuta i dilatacija u čeliku od 1%, što je na slici prikazano isprekidanim linijama. Daljim povećavanjem opterećenja došlo je do značajnijeg odstupanja između vrednosti izmerenih deformacija na čeliku i betonu, slično kao i kod prethodne grupe. Različite vrednosti specifičnih dilatacija u betonu i čeliku, su posledica narušavanja veze između delova spregnutog preseka. Dostizanjem nosivosti na zatezanje betona ispune došlo je do nastanka

podužnih prslina u SikaGrout-u, što je uticalo na transfer sile između AB stuba, ispune i čeličnih profila. Dilatacije u čeliku nakon otkazivanja veze između betona imaju veoma mali prirast, a registrovano je čak i njihovo smanjenje, dok dilatacije na osnovnom AB stubu imaju značajniji rast. Razilaženje između dilatacija čelika i betona izraženo je u domenu graničnog opterećenja i neposredno pred slom uzorka, što je svakako posledica narušavanja zajedničkog sadejstva delova spregnutog preseka.

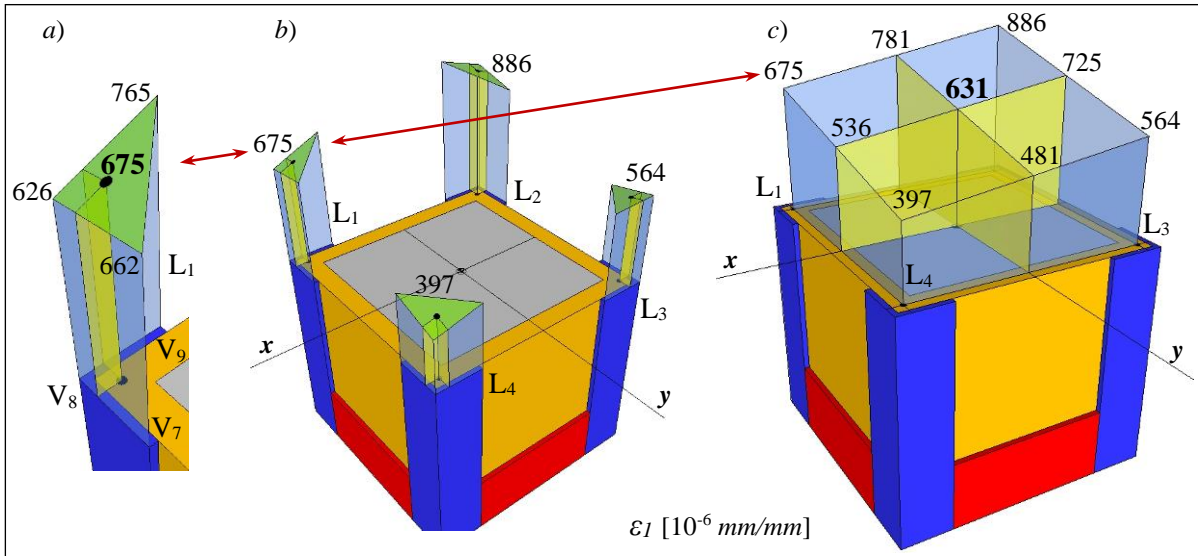


Slika 4.50 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba L51

Analiza napona i deformacija sprovedena je za opterećenje koncentrisanom silom pritiska $P=400\text{kN}$. Odnos vrednosti sile iz analize i njene granične vrednosti približno odgovara vrednosti 50% nosivosti uzorka, što odgovara maksimalnim eksploatacionim uslovima. Na slikama 4.51 i 4.52 prikazano je stanje podužnih specifičnih dilatacija na modelu stuba L51.

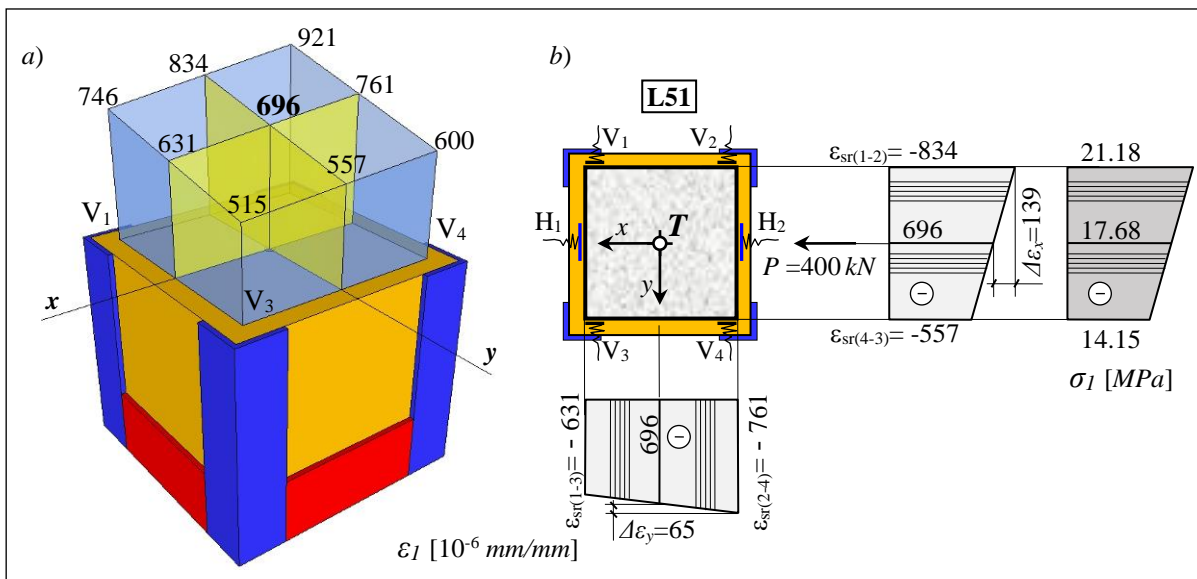
Kao i kod prethodne grupe, težišne dilatacije na čeličnom profilu određene su iz tri merene vrednosti, što je prikazano na slici 4.51-a, dok je na slici 4.51-b prikazano stanje specifičnih dilatacija u težištima četiri L profila. Težišna dilatacija grupe profila određena je

iz dilatacija pojedinačnih profila, (Slika 4.60-c). Analizirajući vrednosti prikazanih dilatacija uočava se da je razlika između deformacija naspramnih tačaka i težišta relativno mala, tako da su sekundarni momenti savijanja nastali usled ekscentričnosti sile minimalni.



Slika 4.51 Specifične dilatacije čeličnih delova preseka za model stuba L51

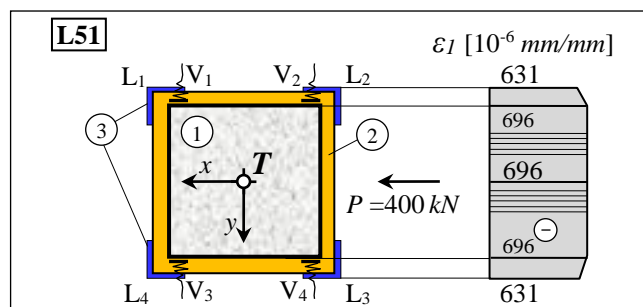
Stanje dilatacija na betonu osnovnog AB stuba prikazano je na slici 4.52-a. Kao i kod čeličnih delova preseka, uočava se da je razlika između dilatacija naspramnih tačaka i težišta nešto izraženija nego kod prethodnih grupa, što ukazuje da je model stuba opterećen uz određene sekundarne momente savijanja.



Slika 4.52 Specifične dilatacije betonskog dela preseka za model stuba L51

Vrednosti težišnih dilatacija čeličnog i betonskog dela preseka određene na prikazan način predstavljene su na dijagramima sa slike 4.50.

Angažovanje svih delova spregnutog preseka "Beton-Ispuna-Profil" prikazano je kroz bilansa sila pri opterećenju silom $P=400kN$ za presek na polovini visine stuba. Na slici 4.53 prikazano je stanje podužnih dilatacija na modelu stuba L51. Dalja analiza sprovedena je za prosečne (težišne) vrednosti dilatacija u čeliku, betonu ispune i osnovnom AB stubu.


 Slika 4.53 Specifične dilatacije ε_1 kod stuba L01

Analizirani poprečni presek sastoji se od sledećih delova:

- | | | |
|-------------------------|------------------------|--------------------------|
| 1. AB stub + armatura | $A_b = 144\text{cm}^2$ | $E_b = 25.4\text{GPa}$; |
| 2. Ispuna SikaGrout-212 | $A_F = 55\text{cm}^2$ | $E_F = 31\text{GPa}$; |
| 3. Čelični profili | $A_s = 7.0\text{cm}^2$ | $E_s = 210\text{GPa}$. |

Usvojene su identične vrednosti modula elastičnosti, čvrstoća pri pritisku i površina delova preseka koje su korišćene i kod prethodne grupe. Opterećenje na modelu stuba se, između pojedinih delova, raspodelilo proporcionalno njihovoj aksijalnoj krutosti i registrovanoj specifičnoj dilataciji, prema izrazu (4.4). Proračun bilansa sila prikazan je u tabeli 4.21.

 Tabela 4.21 Bilans sila za opterećenje $P=400\text{kN}$

Sila u pojedinom delu preseka	P_i/N
$P_{AB} = \varepsilon_b E_b A_b = 696 \cdot 10^{-6} \cdot 25.4 \cdot 10^6 \cdot 144 \cdot 10^{-4} = 253.9\text{kN}$	55%
$P_F = \varepsilon_F E_F A_F = 663 \cdot 10^{-6} \cdot 31.0 \cdot 10^6 \cdot 55 \cdot 10^{-4} = 113.1\text{kN}$	25%
$P_s = \varepsilon_s E_s A_s = 631 \cdot 10^{-6} \cdot 210 \cdot 10^6 \cdot 7 \cdot 10^{-4} = 92.7\text{kN}$	20%
$\Sigma P_i = N$	$= 459.7\text{kN}$

Na osnovu prikazane analize može se videti, da kod ove grupe, od ukupne sile koje deluje na uzorak osnovni AB stub prihvata 55%, ispunu 25%, a čelični kavez 20%, što su identični odnosi kao i kod modela prethodne grupe. Iz bilansa sila dobija se ukupna vrednost od $P_{ef}=459.7\text{kN}$, koja je, u odnosu na unetu silu $P=400\text{kN}$ veća za oko 13%. Kao i kod modela prethodne grupe analiza preraspodele sile izvršena je za sve registrovane inkremente opterećenja, a karakteristične vrednosti rezultata date su u tabeli 4.22.

Tabela 4.22 Preraspodela opterećenja na delove poprečnog preseka modela L51

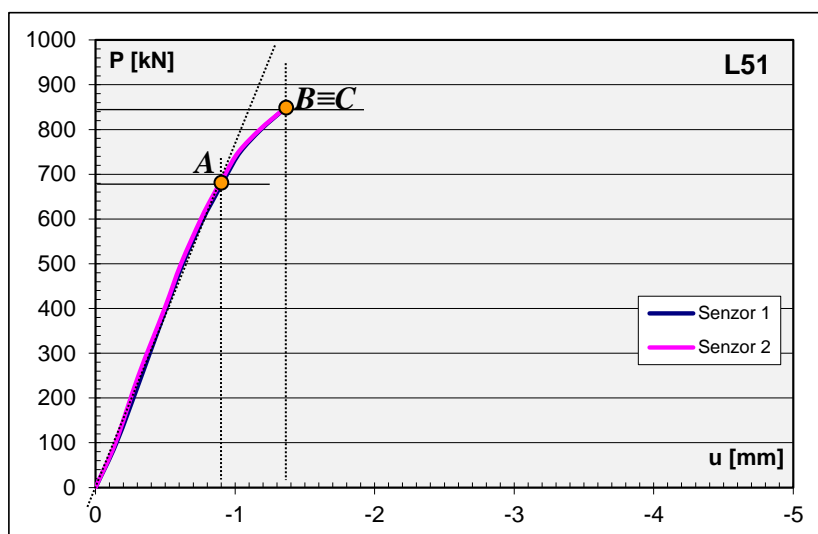
P_p [kN]	$\varepsilon_i \times 10^{-6}$ [mm/mm]			P_i [kN]			N [kN]	P_i/N [%]			P_p/N [%]
	Čelik	Ispuna	AB stub	Čelik	Ispuna	AB stub		Čel.	Isp.	AB st.	
0	0	0	0	0	0	0	0.0	0	0	0	-
100	-156	-161.8	-168	22.9	27.6	61.3	111.8	20	25	55	89
250	-404	-424.4	-445	59.4	72.4	162.4	294.1	20	25	55	85
400	-631	-663.1	-696	92.7	113.1	253.9	459.7	20	25	55	87
500	-783	-828.0	-873	115.1	141.2	318.8	575.0	20	25	55	87
600	-925	-986.0	-1047	136.0	168.1	382.0	686.2	20	24	56	87
650	-998	-998.0	-1181	146.7	170.2	431.2	748.1	20	22	58	87
700	-993	-992.6	-1290	145.9	169.2	470.8	786.0	19	21	60	89
750	-938	-937.5	-1556	137.8	159.8	567.9	865.6	16	18	66	87
800	-873	-872.6	-1881	128.3	148.8	686.5	963.5	13	15	72	83
844	-863	-863.1	-2057	126.9	147.2	750.9	1024.9	12	14	74	82

Prikazana je distribucija sile na delove spregnutog preseka u apsolutnim i relativnim vrednostima, kao i sila registrovana na presi. Na razlike između sila očitanih na presi i sila dobijenih proračunom bilansa sila uticalo je više faktora, a kao najverovatniji uzrok mogu se navesti moduli elastičnosti betona (stuba i ispune) koji ne odgovaraju računskim vrednostima. Usvojeno je da specifične dilatacije ispune, uz AB stub, imaju iste vrednosti kao i odgovarajuće dilatacije na betonu stuba, dok dilatacije ispune uz čelične profile, imaju iste vrednosti kao i odgovarajuće dilatacije na čeliku, što je prikazano na slici 4.53. Specifična dilatacija ispune od SikaGrout-a dobijena je kao srednja vrednost dilatacija čelika i AB stuba. Nakon dostizanja graničnih poprečnih dilatacija u ispuni, pri sili $P=670kN$, došlo do narušavanja veze između delova spregnutog preseka, što je uticalo na ponašanje uzorka, tako da je u daljoj analizi usvojeno da su specifične dilatacije SikaGrout-a identične sa dilatacijama čelika.

Na osnovu analize dobijenih vrednosti uočava se da su razlike između sila očitanih na presi (P_p) i sila dobijenih proračunom bilansa sila (N) u domenu eksploatacionih stanja u prihvatljivim granicama. Pri graničnim stanjima na odstupanja između sila, pored već navedenih razloga utiče i promena nagiba naponsko-deformacijskog dijagrama tako da početni moduli elastičnosti više ne mogu biti merodavni, a od naročitog značaja je i razvoja prslina u betonu, čime se narušava zajednički rad delova spregnutog preseka.

Kao što se iz tabele 4.22 može videti, preraspodela sile između delova spregnutog preseka ostaje gotovo nepromenjena sve do dostizanja graničnih dilatacija zatezanja u AB stubu pri sili od oko $P=650kN$. Nakon toga dolazi razvoja prslina kroz beton ispune, što dovodi do procentualnog snižavanja sile koju nose L profili i ispuna. Sve ovo ima za posledicu da osnovni AB stub prihvata veći deo sile, usled čega ubrzo dolazi i do gubitka nosivosti modela stuba. Računske vrednosti preraspodele sile koju prihvataju delovi spregnutog preseka, prikazane u tabeli 4.18, veoma se dobro poklapaju sa eksperimentalno određenim vrednostima uz odstupanja u granicama od nekoliko procenata. Vrednosti su iste kao i kod modela prethodne grupe, zato što su računski određene sa istim fizičko-mehaničkim karakteristikama materijala. Ponašanje eksperimentalnog uzorka i kod ove grupe veoma dobro odgovara računskom modelu kod kojeg se smatra da je celokupni poprečni presek ravnomerno opterećen. Zbog male debljine ispune, transfer sile na čelični kavez ostvaren je u visokoj meri, iako je u eksperimentu uzorak opterećen isključivo preko centralnog AB stuba.

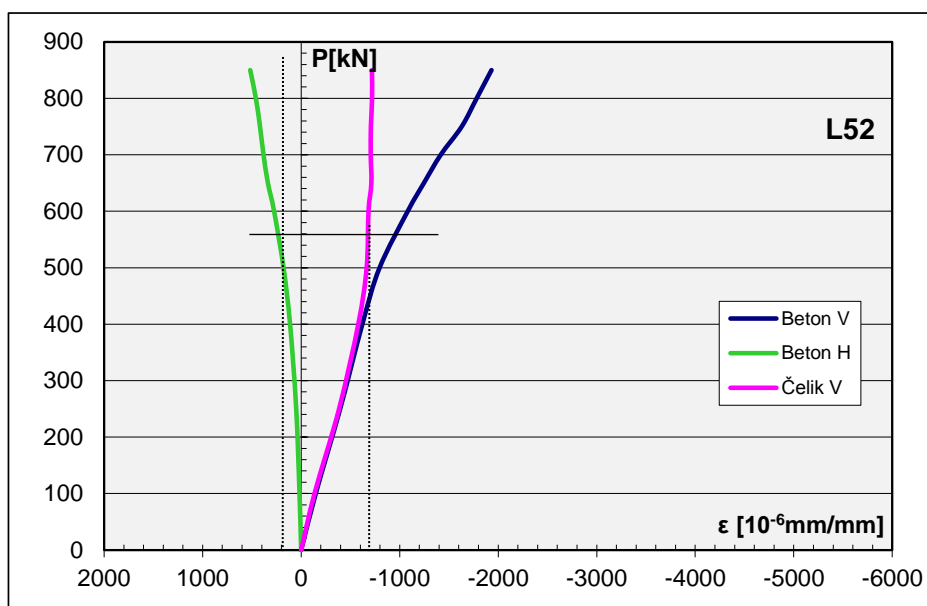
Dijagram koji pokazuje zavisnost između normalne sile (P) i promene dužine (u), modela stuba L51 prikazan je na slici 4.54.



Slika 4.54 Dijagram zavisnosti aksijalne sile i skraćenja stuba L51

Prikazani podaci predstavljaju digitalni zapis dobijen preko digitalnih davača pomeranja, kao i kod prethodnih grupa. Sa dijagrama se uočava da je ponašanje modela stuba gotovo potpuno linearno sve do sile od $P=680kN$, (Tačka A), koja odgovara računskoj sili pri kojoj dolazi do graničnih dilatacija zatezanja u betonu. Daljim povećavanjem sile registrovan je izraženiji prirast deformacija u odnosu na prirast sile. Nakon dostizanja graničnog opterećenja osnovnog AB stuba pri sili $P=844kN$ (tačka B) stub spregnutog preseka više nije bio u stanju da prihvati dalje povećanje sile, što je dovelo do završetka ispitivanja (Tačka C).

Prethodno prikazana analiza napona i deformacija odnosi se na model stuba *L51*, a ista analiza sprovedena je i za model *L52*. Rezultati su u daljem tekstu prikazani u konačnom vrednostima. Na slici 4.55 prikazan je dijagram apsolutne promene normalne sile u odnosu na uzdužne i poprečne dilatacije kod modela stuba *L52*.



Slika 4.55 Dijagram promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba *L52*

Slično kao i kod prethodnog uzorka, uočava se da je ponašanje osnovnog AB stuba gotovo potpuno linearno kroz sve faze opterećenja. U domenu eksploatacionog opterećenja, i kod ovog modela, registrovano je veoma dobro sprezanje preseka, dok je odnos poprečne i podužne dilatacije modela stuba konstantan za sve inkremente opterećenja.

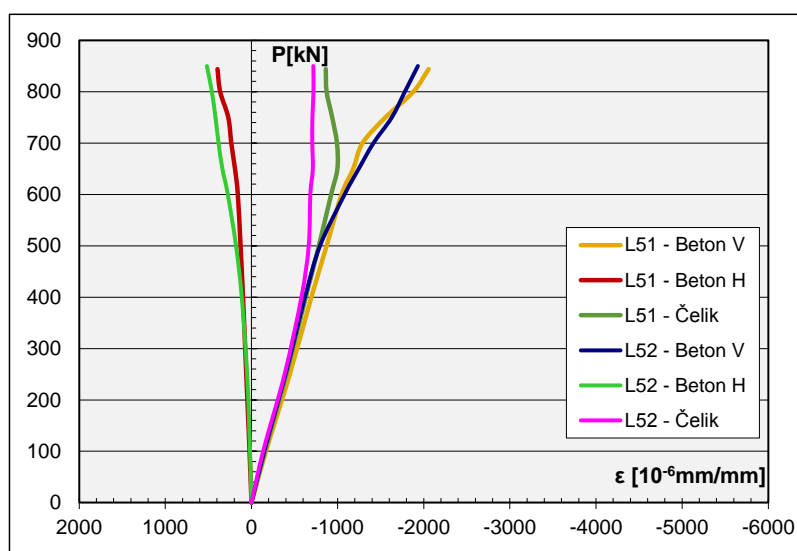
Kao i kod prethodnog modela, nakon što je dostignuta granična dilatacija pri zatezanju, u betonu ispune, došlo je do narušavanja veze između delova spregnutog preseka. Poprečna dilatacija od 0.2‰ ostvarena je pri sili od oko $P_{u,H}=550.0kN$, što je nešto niže u odnosu na uzorak *L51*. Međutim, dalje ponašanje modela *L52* identično kao svih modela stubova ojačanih čeličnim kavezima. Dostizanjem nosivosti betona na zatezanje dalji prenos opterećenja na čelični deo preseka nije registrovan, što se jasno uočava na dijagramu 4.55.

Karakteristične vrednosti rezultata proračuna bilansa sila date su u tabeli 4.23. Prikazana analiza izvršena je sa istim fizičko-mehaničkim karakteristikama materijala i dimenzijama poprečnog preseka koje su korišćene i kod modela *L51*. Iz prikazanog se može sagledati da osnovni betonski stub prihvata 57%, ispuna 22%, a čelični profili 21% od ukupne sile koje deluje na stub. Ove vrednosti su potpuno identične kao kod uzorka *L51* i veoma se dobro poklapaju sa računskim vrednostima. Odstupanja između sila očitanih na presi i sila dobijenih proračunom bilansa sila su minimalna za eksploatacione inkremente opterećenja. Nešto veća razlika dobijena je u domenu graničnog opterećenja, kada se dostižu granična stanja materijala pri kojima početni moduli elastičnosti više nisu merodavni.

Tabela 4.23 Preraspodela opterećenja na delove poprečnog preseka modela L52

P_p [kN]	$\varepsilon_i \times 10^{-6}$ [mm/mm]			P_i [kN]			N [kN]	P_i/N [%]			P_p/N [%]
	Čelik	Ispuna	AB stub	Čelik	Ispuna	AB stub		Čel.	Isp.	AB st.	
0	0	0	0	0	0	0	0.0	0	0	0	-
100	-136	-141.9	-148	20.0	24.2	54.0	98.2	20	25	55	102
250	-385	-390.5	-396	56.6	66.6	144.5	267.7	20	25	55	93
400	-580	-600.5	-621	85.3	102.4	226.7	414.3	20	25	55	97
500	-665	-730.6	-796	97.8	124.6	290.6	513.0	19	24	57	97
600	-684	-882.5	-1082	100.5	150.5	394.8	645.8	16	23	61	93
650	-713	-712.7	-1246	104.8	121.5	454.8	681.1	15	18	67	95
700	-706	-706.2	-1417	103.8	120.4	517.2	741.4	14	16	70	94
750	-708	-707.9	-1630	104.1	120.7	595.0	819.7	13	15	72	91
800	-720	-720.1	-1781	105.9	122.8	650.3	878.9	12	14	74	91
850	-719	-718.9	-1932	105.7	122.6	705.3	933.6	11	13	76	91

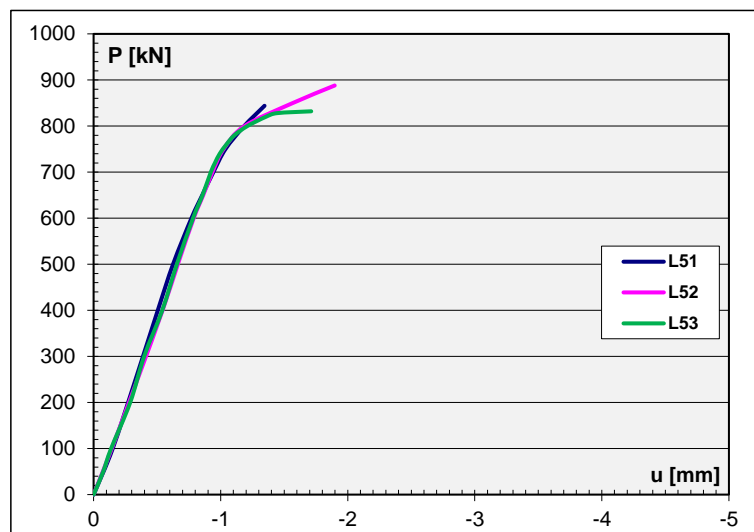
Dijagrami specifičnih dilatacija za modele stubova L51 i L52 uporedno su prikazani na slici 4.56. Podužne specifične dilatacije u betonu za poslednju fazu opterećenja, tj. lom uzorka, kod oba modela stuba kreću iznosi $\varepsilon_{b,pod}=2\%$, dok su poprečne dilatacije $\varepsilon_{b,pop}=0.5\%$. Odnos poprečne i podužne dilatacije u betonu kod oba modela stuba zadržava konstantnu vrednost kroz sve inkremente opterećenja. Takođe, specifične podužne dilatacije u čeliku vrlo su bliske graničnim vrednostima od $\varepsilon_{s,pod}=1.1\%$. Vrednosti između uzoraka međusobno se vrlo malo razlikuju. Najveća odstupanja između modela uočavaju se kod dilatacija u čeliku pri graničnim stanjima. Oba modela pokazala su gotovo identično ponašanje, uz registrovanje rezultata koji su u saglasnosti sa prikazanim računskim vrednostima. Na osnovu svega prikazanog može se izvesti zaključak kako se, što se tiče naponsko-deformacijskog odgovora, svi modeli ove grupe ponašaju na identičan način.



Slika 4.56 Uporedni dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba L51 i L52

Dijagrami sa slike 4.57 uporedno prikazuju zavisnost normalne sile u odnosu na podužnu deformaciju sva tri modela stuba ove grupe. Uočava se da je globalno ponašanje sva tri modela gotovo potpuno identično sve do loma. Kada se uporede dijagrami vidi se da su razlike između modela, u gotovo svim inkrementima opterećenja, vrlo male, a značajnije odstupanje vrednosti nije uočeno ni u oblasti graničnog opterećenja. Svi modeli stubova ove grupe imaju vrlo bliske sile loma i granične deformacije, kao i izraženo linearno ponašanje sve do sile $P=700kN$, što odgovara računskoj vrednosti sile pri kojoj se dostižu granične

dilatacije zatezanja u betonu. Kod uzorka *L52* registrovana je nešto viša nosivost, kao i veća granična deformacija. Na osnovu prikazane analize modela stuba *L52* potvrđen je zaključak kako je viša granična sila uzorka posledica više nosivosti osnovnog AB stuba.



Slika 4.57 Dijagrami zavisnosti aksijalne sile i skraćenja modela stubova

Prsline su kod svih uzorka nastajale u betonu ispune (SikaGrout-u) pri sili od oko $P=500\text{kN}$. Nastajale su na krajevima u prvom polju oivičenom sa horizontalnim čeličnim veznim limovima. Širina prslina neposredno pred slom uzorka kretala se u granicama $0.7\div 1\text{mm}$. Nastanak, mesto i razvoj podužnih prslina i pukotina je gotovo identičan kod svih modela. Na slici 4.67, levo i u sredini, prikazano je merenje širine prsline kod modela stuba *L51*. Slično, kao i kod modela prethodne grupe, neposredno pred lom, dolazilo je do utiskivanja čeličnih pločica za prenos opterećenja, a gubitak nosivosti uzorka nastupao je pre nego što bi ploča hidraulične prese došla u kontakt sa čeličnim kavezom.

Na osnovu prikazane analize nosivosti modela stuba *L51* i *L52*, kao dijagrama sa slike 4.57 može se izvesti zaključak kako se svi modeli ove grupe, što se tiče napona, deformacija, prslina i preraspodele opterećenja, ponašaju na potpuno identičan način.

Slike 4.67-*a* i *b* prikazuju vrh modela stuba *L51*, gde se, u prvom polju između horizontalnih limova, jasno uočavaju podužne prsline. Na slici 4.67-*b* vidi se kako je došlo do skraćenja osnovnog AB stuba i formiranja udubljenja koje je nastalo utiskivanjem čelične pločice koja je služila za prenos opterećenja. Takođe, na istoj slici, mogu se uočiti i poprečne prsline nastale na kontaktu betona ispune i primarnog stuba, čime se i kod ove grupe potvrđuje da je došlo do narušavanja veze između delova spregnutog preseka.



Slika 4.58 Krajevi modela stuba *L51* i *L52* nakon ispitivanja

Slika 4.58-c prikazuje podužne prsline nastale u zonama pri dnu uzorka modela *L52* neposredno nakon završenog ispitivanja. Prsline su se protezale kroz prvo polje između veznih limova.

Granične sile modela stubova ojačanih čeličnim profilima registrovane prilikom ispitivanja prikazane su u tabeli 4.24. Prikazane su još i prosečna vrednost rezultata, standardno odstupanje, koeficijent varijacije i raspon rezultata. Proračun karakterističnih vrednosti izvršen je za dva slučaja. U prvom slučaju analizirane su vrednosti za sve tri registrovane sile, dok je u drugom slučaju iz rezultata izdvojena najviša vrednost.

Tabela 4.24 Granične sile ojačanih stubova – Grupa *L5x*

Ojačanje L profili $e=15\text{cm}$							
Uzorak	<i>L51</i>	<i>L52</i>	<i>L53</i>	Srednja vrednost	S_n [kN]	C_v [%]	R [kN]
P_u [kN]	844	888	832	854.7	29.5	3.4	56.0
P_u [kN]	844	–	832	838.0	8.5	1.0	12.0

Svi modeli stubova ojačanih čeličnim L profilima i horizontalnim prečkama na rastojanju $e=15\text{cm}$ imali su relativno bliske sile loma. Standardno kvadratno odstupanje graničnih sila iznosi $S_n=29.5\text{kN}$ uz koeficijent disperzije rezultata od $C_v=3.45\%$, dok je raspon vrednosti rezultata u granicama od $R=56\text{kN}$.

Ukoliko se posmatraju samo vrednosti za modele *L51* i *L53* standardno odstupanje rezultata iznosi svega $S_n=8.5\text{kN}$, dok je disperzija rezultata gotovo nepostojeća $C_v=1\%$. Raspon vrednosti rezultata je u ovom slučaju minimalan. Nešto viša granična sila kod modela stuba *L52* verovatno je posledica više faktora, a kao najverovatniji uzrok može se navesti viša nosivost osnovnog AB stuba u poređenju sa nosivošću primarnog stuba kod preostala dva uzorka.

Sva tri modela stuba ove grupe nakon završenog ispitivanja prikazana su na slici 4.59.



Slika 4.59 Modeli ojačanih stubova *L5x* neposredno posle ispitivanja

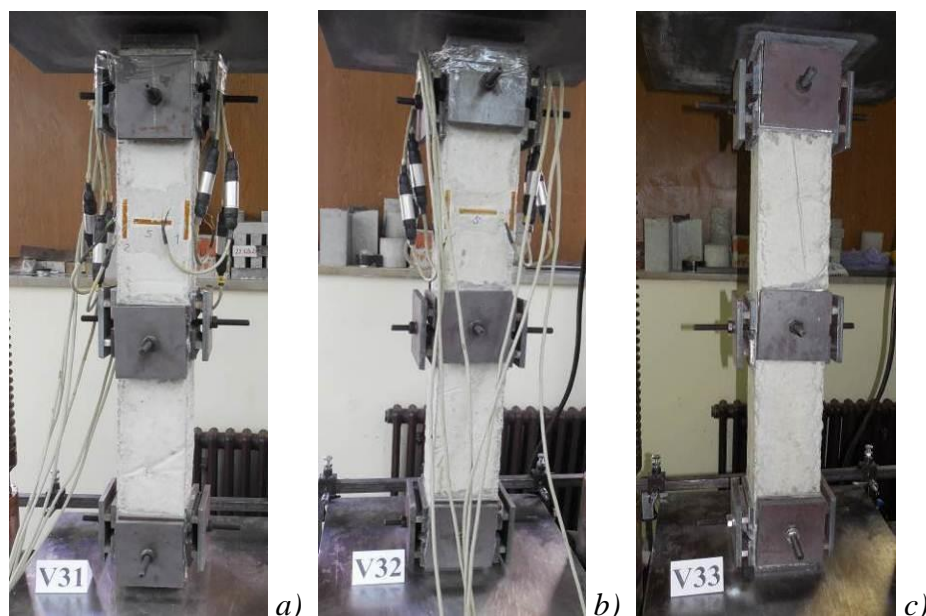
4.2.4. Stubovi ojačani visokovrednim zavrtnjima

Šest modela armiranobetonskih stubova bilo je ojačano pritezanjem poprečno postavljenih visokovrednih (VV) zavrtnjeva. Ispitivanje uzoraka vršeno je prema fazama programa na sličan način kao što su ispitivani modeli svih prethodnih grupa. Na ovaj način bila je moguća direktna procena uspešnosti ojačanja AB stubova ovom metodom u odnosu na modele ojačane čeličnim cevima i čeličnim profilima, kao i komparacija rezultata sa ispitivanjem ne ojačanih modela. Takođe, vršeno je i međusobno poređenje dve grupe modela sa ojačanjima od VV zavrtnjeva, kako bi se sagledali uticaji različitog razmaka i broja zavrtnjeva. Prva grupa modela imala je tri para ortogonalno postavljenih zavrtnjeva na jednom stubu, dok je druga grupa ojačana sa četiri para zavrtnjeva.

Tokom sprovođenja eksperimenta instrumentima je vršeno digitalno registrovanje podataka za svaki inkrement opterećenja, tj. za sve faze programa, sve do loma uzorka. Pored toga, vršeno je i registrovanje sile pri kojoj dolazi do pojave prslina, njihova širina i razvoj, kao i vrednost granične sile, karakteristični tip loma, proces i veličina globalne deformacije uzorka.

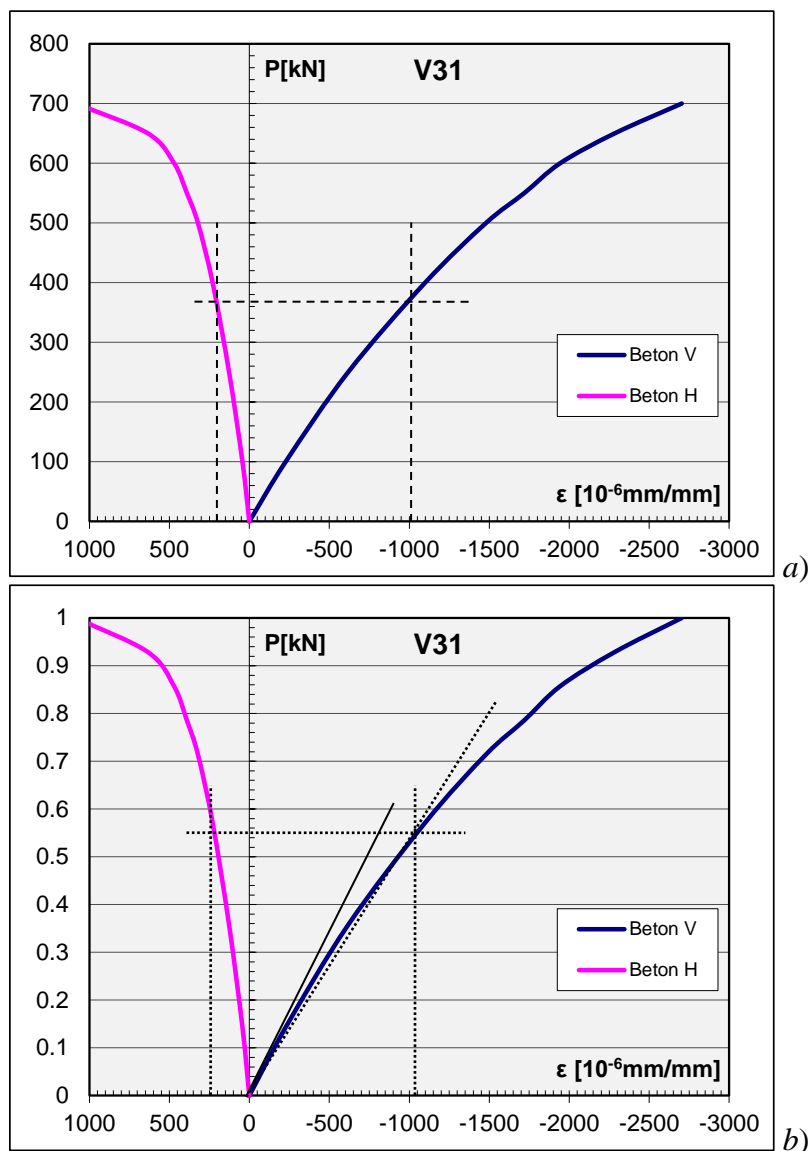
4.2.4.1. Varijanta 1 – VV zavrtnji u tri reda

Prvu grupu činila su tri modela stuba ojačana sa po tri para VV zavrtnjeva. Modeli stubova ove grupe neposredno pre ispitivanja prikazani su na slici 4.60. Uzorci su na klipove prese postavljeni preko čeličnih pločica kako se u zavrtnjima ne bi pojavili uticaji usled direktnog prenosa opterećenja na podvezice. Registrovanje specifičnih dilatacija mernim trakama vršeno je na uzorcima V31 i V32. Na slikama se, pored traka još uočavaju i signalno provodni kablovi povezani na uređaj za akviziciju podataka. Kod sva tri uzoraka globalne deformacije štapa registrovane pomoću digitalnih davača pomeranja.



Slika 4.60 Modeli ojačanih stubova V3x neposredno pre ispitivanja

Dalja analiza daje detaljan prikaz rezultata ispitivanja modela stuba sa oznakom V31. Na slikama 4.61-a i 4.61-b prikazani su dijagrami apsolutne i relativne promene sile pritiska u odnosu na uzdužne i poprečne dilatacije AB stuba. Usvojene oznake "Beton V" i "Beton H" na dijagramima odnose se na pravce glavnih dilatacija na vertikalnom stubu, potpuno isto kao i kod stubova kontrolne grupe. Podužna – vertikalna dilatacija (ϵ_1) označena je sa "V", dok je poprečna – horizontalna dilatacija (ϵ_2) označena sa "H".

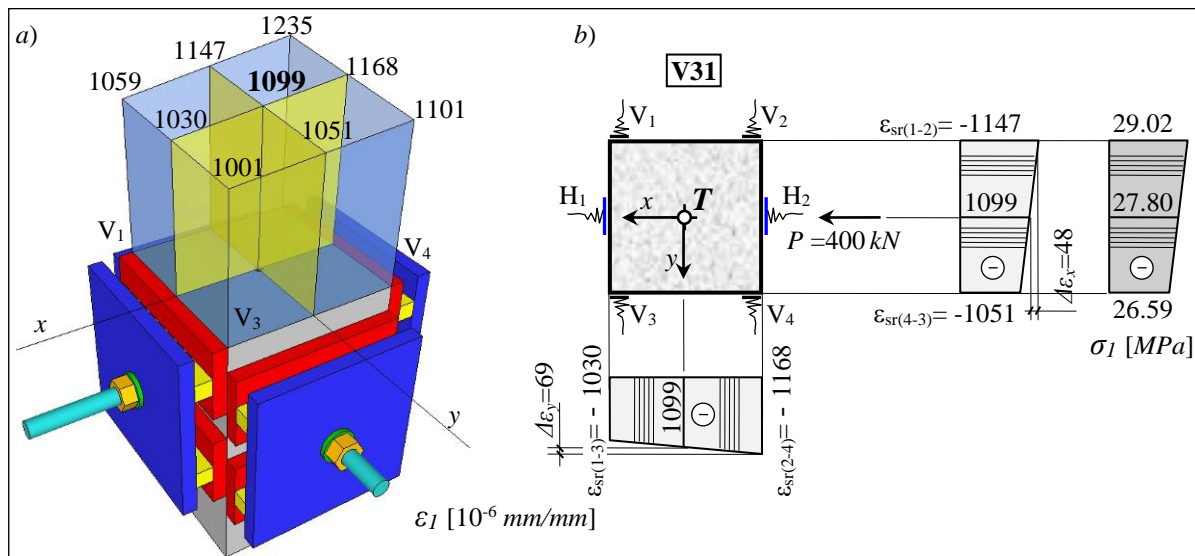


Slika 4.61 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba V31

Analizom dijagrama sa slike 4.61 može se uočiti da je ponašanje modela stuba V31 linearno u početnim fazama opterećenja i da je izraženiji rast deformacija u odnosu na prirast sile registrovan pri opterećenju iznad 75% od nosivosti uzorka. Početni nagib tangente na podužnu dilataciju, tj. početni modul elastičnosti, prikazan na slici 4.61-b punom linijom, ima za oko 15% višu vrednost u odnosu na za sekantni modul elastičnosti određen pri standardnom nivou napona od $0.4f_b$. Sam dijagram je oblika kvadratne parabole zbog čega se modul elastičnosti pri višim naponskim stanjima menja u određenoj meri. Odnos poprečne i podužne dilatacije modela stuba (*Poisson-ov* koeficijent) zadržava konstantnu vrednost kroz inkremente opterećenja, sve do stanja neposredno pred lom uzorka.

Naponsko-deformacijska analiza sprovedena je za opterećenje koncentrisanom silom pritiska $P_{exp}=400kN$ za presek na polovini rastojanja između dva reda zavrtnjeva, što se, na slici 4.60, može videti iz položaja mernih traka. Odnos vrednosti sile iz analize i njene granične vrednosti iznosi $P/P_u=0.57$, što približno odgovara vrednosti 50% pritiskne čvrstoće uzorka, tj. maksimalnom opterećenju pri eksploataciji. Za ovaj odnos napona pritiska i odgovarajućih dilatacija određen je sekantni modul elastičnosti, što je na slici 4.61-b prikazano isprekidanim linijama. Stanje podužnih dilatacija na modelu stuba V31, kao i način određivanja težišne dilatacije prikazan je na slici 4.62-a. U analizi napona, specifične

dilatacije pritiska usvojene su u apsolutnim vrednostima. Sa dijagrama na slici 4.62-*b* uočava se da je razlika između dilatacija težišta preseka i naspramnih tačaka relativno mala, usled čega su sekundarni momenti savijanja minimalni.



Slika 4.62 Stanje podužnih dilatacija kod modela stuba V31

Početni modul elastičnosti određen je kao

$$\sigma_{T,sr} = P / A = 100 \cdot 10^{-3} / 144 \cdot 10^{-4} = 6.94 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{T,sr} = 227 \cdot 10^{-6} \text{ mm/mm}$$

$$E_{b,0} = \sigma_{T,sr} / \varepsilon_{T,sr} = 6.94 \cdot 10^{-3} / 227 \cdot 10^{-6} = 30.6 \text{ GPa}$$

Vrednost početnog modula elastičnosti modela stuba V31, što je nešto više od vrednosti modula elastičnosti betona od kojeg su izrađeni stubovi ($E_b = 27.4 \text{ GPa}$).

Sekantni modul elastičnosti AB stuba za posmatrani inkrement opterećenja

$$\sigma_{T,sr} = 400 \cdot 10^{-3} / 144 \cdot 10^{-4} = 27.78 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{T,sr} = 1099 \cdot 10^{-6} \text{ mm/mm}$$

$$E_b = 27.78 \cdot 10^{-3} / 1099 \cdot 10^{-6} = 25.3 \text{ GPa}$$

Momenti savijanja usled ekscentričnosti normalne sile

$$M_x = \Delta \varepsilon_x \cdot E_b \cdot W_x = 48 \cdot 10^{-6} \cdot 25.3 \cdot 10^6 \cdot 0.12^3 / 6 = 0.35 \text{ kNm}$$

$$M_y = \Delta \varepsilon_y \cdot E_b \cdot W_y = 69 \cdot 10^{-6} \cdot 25.3 \cdot 10^6 \cdot 0.12^3 / 6 = 0.50 \text{ kNm}$$

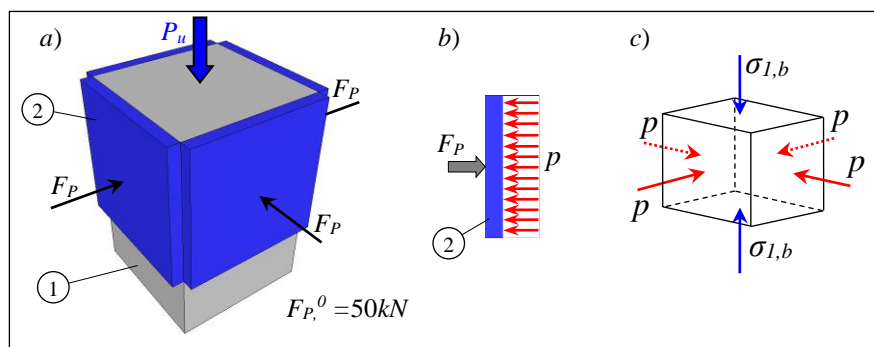
Na osnovu analize stanja dilatacija za opterećenje $P_{exp} = 400 \text{ kN}$ može se zaključiti da su momenti savijanja izazvani ekscentričnim postavljanjem uzorka u presu minimalni.

Poisson-ov koeficijent za model stuba pri posmatranom opterećenju iznosi

$$\mu = \varepsilon_{H,sr} / \varepsilon_{T,sr} = 230 / 1099 = 0.21$$

Na slici 4.74 prikazana su naponska stanja u posmatranom modelu stuba, koji se sastoji od osnovnog AB stuba (1), prenosnih čeličnih pločica (2) i visokovrednih zavrtnjeva. Usvojena je pretpostavka da se sila pritezanja zavrtnja (F_P) raspodelila ravnomerno po celoj površini čelične pločice (Slika 4.63-*b*). Na taj način izazvani su bočni naponi pritiska (p)

kojima je beton, unutar sklopa metalnih pločica, doveden u troosno naponsko stanje (Slika 4.63-c).



Slika 4.63 Stanje napona analiziranog modela stuba

Visokovredni zavrtnji bili su pritegnuti početnom silom $F_{P,0}=50kN$. Ispitivanje uzoraka vršeno je ubrzo nakon utezanja zavrtnjeva, tako da su razmatrani samo gubici sile koji su nastali kao posledica zaključavanja hidrauličkog uređaja kojim se aplicira sila u zavrtnj i gubici usled elastičnog skraćivanja betona. Gubici sile usled vremenskih deformacija (tečenja i skupljanja betona, kao i relaksacije napona u čeliku) nisu analizirani. Usvojen je pad sile u zavrtnju od 10%, što je u okviru preporučene vrednosti prema [139] i [51].

Efektivni poprečni napon pritiska određen je kao:

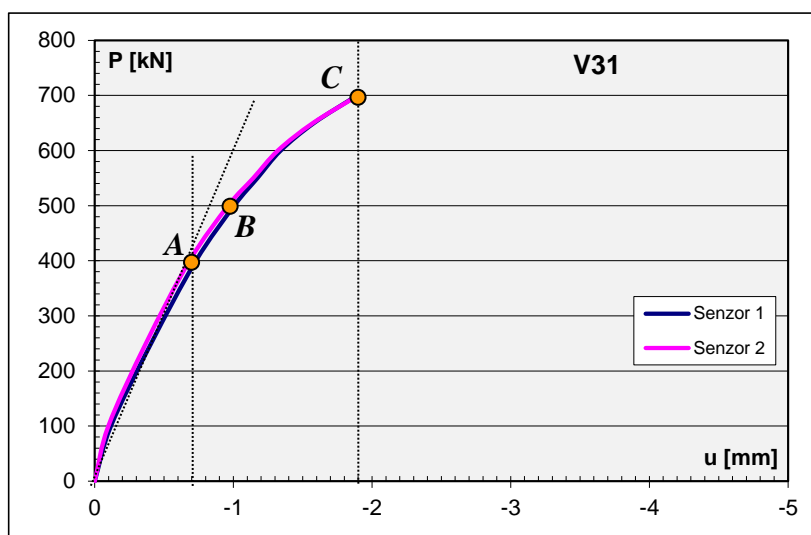
$$p = F_{P,0} / A_{pl}^{(1)} = 45 \cdot 10^{-3} / 144 \cdot 10^{-4} = 3.13 MPa$$

gde je:

$$F_{P,0} = 45kN \quad - \text{ sila pritezanja zavrtnja, nakon elastičnih gubitaka od 10\%.$$

$$A_{pl}^{(1)} = 12^2 = 144cm^2 \quad - \text{ površina preko koje se sila sa zavrtnja prenosi na stub.}$$

Zavisnost između normalne sile (P) i skraćjenja (u) modela stuba V31 prikazana je na dijagramu sa slike 4.64.

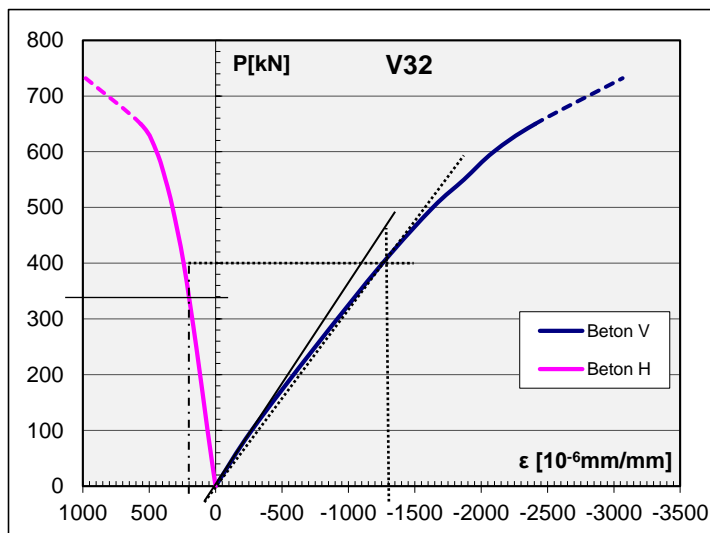


Slika 4.64 Dijagram zavisnosti aksijalne sile i skraćjenja stuba V31

Kao i kod modela prethodnih grupa, prikazani podaci predstavljaju digitalni zapis dobijen pomoću dva elektronska davača pomeranja. Sa dijagrama se uočava da je ponašanje modela stuba gotovo potpuno linearno sve do sile $P=400kN$ (tačka A), tj. u domenu eksploatacionog opterećenja. Tačka B označava silu od $500kN$ sili pri kojoj su registrovane

prve prsline u betonu, iako taj trenutak na dijagramu nije naročito izražen. Dalji prirast deformacija sve do loma, (tačka C), je izraženiji, a nakon dostizanja granične nosivosti AB stuba, sila $P_u=700kN$, model više nije bio u stanju da prihvati dalji prirast opterećenja, i dalji tok eksperimenta obustavljen.

Prikazana analiza napona i deformacija odnosi se na model stuba V31, a identična analiza sprovedena je i za model V32, uz dalji prikaz konačnih vrednosti. Na slici 4.65 prikazan je dijagram apsolutne promene normalne sile u odnosu na uzdužne i poprečne dilatacije kod modela stuba V32.



Slika 4.65 Dijagram promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba V32

Slično kao i kod uzorka V31, uočava se da je ponašanje izraženo linearno u početnim fazama opterećenja. Specifične dilatacije neposredno pred lom nisu mogle biti registrovane zbog nastanka prsline na mestu mernog preseka opasanog mernim trakama, tako da su na dijagramu isprekidanim linijama prikazane pretpostavljene vrednosti graničnih dilatacija. Izraženiji prirast deformacija registrovan je pri višim nivoima napona, a odnos poprečne i podužne dilatacije je, i kod ovog modela stuba, konstantan kroz sve merene inkremente opterećenja. Početni modul elastičnosti, prikazan na slici 4.65 punom linijom, ima za oko 12% višu vrednost u odnosu na za sekantni modul elastičnosti određen pri standardnom nivou napona. Isprekidanom crta-tačka linijom određena je sila pri kojoj su dostignute granične dilatacije zatezanja betona u poprečnom pravcu.

Analiza napona i deformacija sprovedena je usled opterećenja silom $P_{exp}=400kN$.

Početni modul elastičnosti iznosi

$$\sigma_{T,sr} = 100 \cdot 10^{-3} / 144 \cdot 10^{-4} = 6.94 MPa$$

$$\varepsilon_{T,sr} = 227 \cdot 10^{-6} mm / mm$$

$$E_{b,0} = 6.94 \cdot 10^{-3} / 272 \cdot 10^{-6} = 25.6 GPa$$

Sekantni modul elastičnosti AB stuba

$$\sigma_{T,sr} = 400 \cdot 10^{-3} / 144 \cdot 10^{-4} = 27.78 MPa$$

$$\varepsilon_{T,sr} = 1258 \cdot 10^{-6} mm / mm$$

$$E_b = 27.78 \cdot 10^{-3} / 1258 \cdot 10^{-6} = 22.1 GPa$$

Momenti savijanja usled ekscentričnosti sile

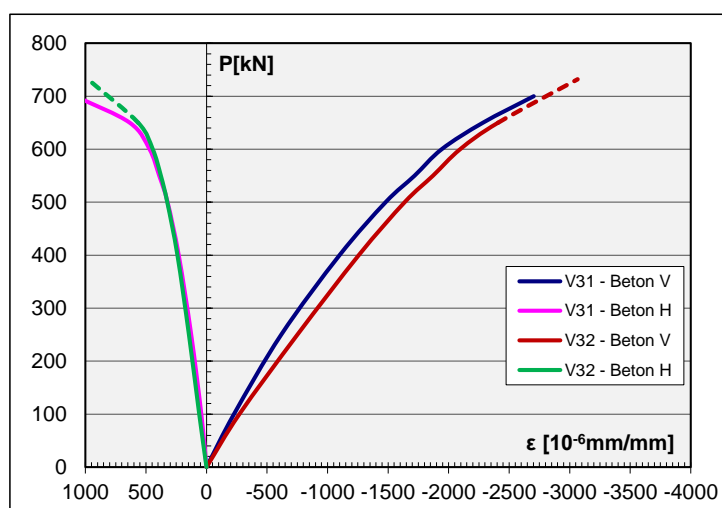
$$M_x = \Delta \varepsilon_x \cdot E_b \cdot W_x = 108 \cdot 10^{-6} \cdot 22.1 \cdot 10^6 \cdot 0.12^3 / 6 = 0.67 \text{ kNm}$$

$$M_y = \Delta \varepsilon_y \cdot E_b \cdot W_y = 129 \cdot 10^{-6} \cdot 22.1 \cdot 10^6 \cdot 0.12^3 / 6 = 0.82 \text{ kNm}$$

Poisson-ov koeficijent modela stuba pri eksploatacionom opterećenju iznosi

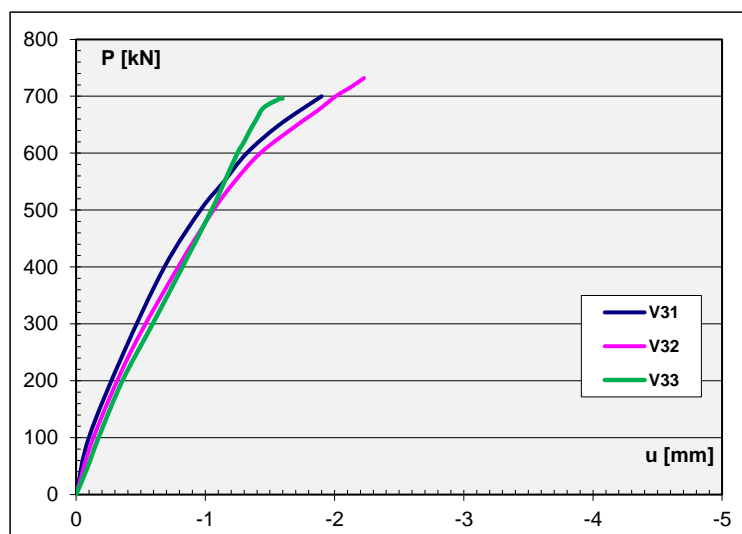
$$\mu = \varepsilon_{H,sr} / \varepsilon_{T,sr} = 240 / 1258 = 0.191$$

Na slici 4.66 uporedno su prikazani dijagrami specifičnih dilatacija za modele stubova V31 i V32. Podužne specifične dilatacije za poslednju fazu opterećenja, tj. lom uzorka, kod oba modela stuba kreću se u granicama $\varepsilon_{b,pod} = (2.7 \div 3.0)\%$, dok su dilatacije u poprečnom pravcu $\varepsilon_{b,pop} = 1.0\%$. Odnos poprečne i podužne dilatacije kod oba modela stuba zadržava konstantnu vrednost kroz sve inkremente opterećenja, sve do neposredno pred lom. Oba modela pokazala su gotovo identično ponašanje, a vrednosti specifičnih dilatacija se, između uzoraka, međusobno vrlo malo razlikuju. Na osnovu svega prikazanog može se zaključiti da se i preostali model ove grupe, što se tiče naponsko deformacijskog odgovora, ponaša na identičan način.



Slika 4.66 Uporedni dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba V31 i V32

Dijagrami sa slike 4.67 uporedno prikazuju zavisnost normalne sile u odnosu na podužnu deformaciju sva tri modela stuba ove grupe.

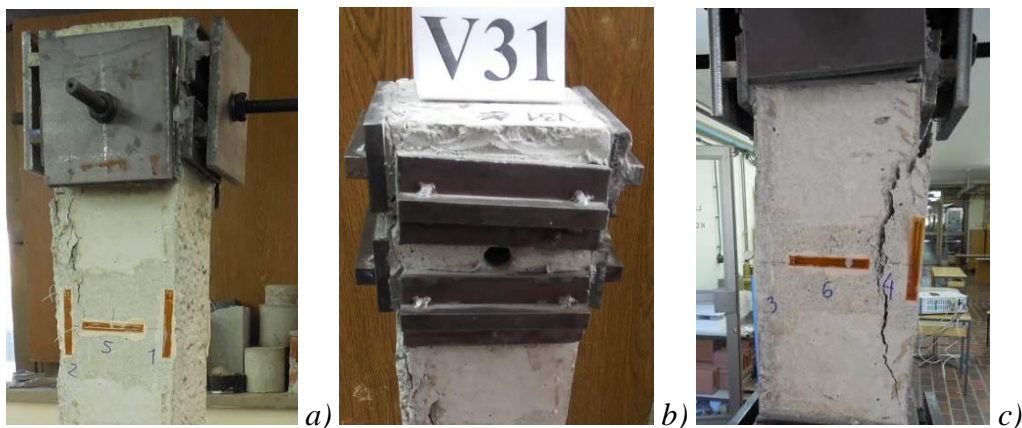


Slika 4.67 Dijagrami zavisnosti aksijalne sile i skraćenja modela stubova V3x

Uočava se kako je globalno ponašanje svih modela vrlo slično sve do loma. Kada se međusobno uporede dijagrami vidi se da su, u oblasti eksploatacionog opterećenja, odstupanja između modela vrlo mala, a da se vrednosti relativno malo razlikuju čak i pri graničnim stanjima. Modeli stubova imaju vrlo bliske sile loma i granične deformacije, kao i izraženo linearno ponašanje u početnim fazama opterećenja. Prsline u betonu kod sva tri uzorka nastajale su pri sili od oko $P=500kN$. Započinjale su na oba kraja, neposredno ispod, odnosno iznad metalnog sklopa za utezanje, uz napredovanje po visini stuba sve do dužine $l=15cm$, kada je nastajao lom modela.

Iz prikazane analize modela stubova V31 i V32, kao dijagrama sa slike 4.78 može se izvesti zaključak kako se svi modeli ove grupe, što se tiče napona, dilatacija, deformacija, prslina i angažovanja bočnih pritisaka, ponašaju na potpuno identičan način.

Slike 4.68-a i b prikazuju model stuba V31 neposredno nakon ispitivanja, gde se, na levoj i srednjoj slici, uočavaju podužne prsline i pukotine nastale pri vrhu stuba, direktno ispod čeličnih pločica i VV zavrtnjeva. Na slici 4.68-b vidi se vrh stuba posle skidanja zavrtnjeva i prenosnih pločica.



Slika 4.68 Model stuba V31 i V32 nakon ispitivanja

Na slici 4.68-c vide se podužne pukotine i razaranje betona nastalo pri vrhu uzorka V32. Prsline i pukotine su se protezale kroz prvo polje celom visinom između pločica za utezanje zavrtnjeva. Neposredno pred lom došlo je do destrukcije preseka sa mernim trakama tako da za te inkremente sile specifične dilatacije u betonu nisu mogle biti registrovane.

Granične sile za modele stubova ojačanih pritezanjem po tri para visokovrednih zavrtnjeva registrovane prilikom ispitivanja prikazane su u tabeli 4.25. Prikazane su još i prosečna vrednost rezultata, standardna devijacija, koeficijent varijacije i raspon rezultata.

Tabela 4.25 Granične sile ojačanih stubova – Grupa V3x

Ojačanje VV Zavrtnji - 3 reda							
Uzorak	V31	V32	V33	Srednja vrednost	S_n [kN]	C_v [%]	R [kN]
P_u [kN]	700	732	696	709.3	19.7	2.8	36.0

Svi modeli stubova ojačanih čeličnim pločicama i 3 reda VV zavrtnjeva imali su relativno bliske sile loma. Standardno kvadratno odstupanje graničnih sila iznosi $S_n=19.7kN$ uz koeficijent disperzije rezultata od $C_v=2.8\%$, dok je raspon vrednosti rezultata u granicama od $R=36kN$. Dobro slaganje rezultata ukazuje na visoku ujednačenost kvaliteta upotrebljenih materijala, načina izrade modela, kao i samog procesa ispitivanja uzoraka.

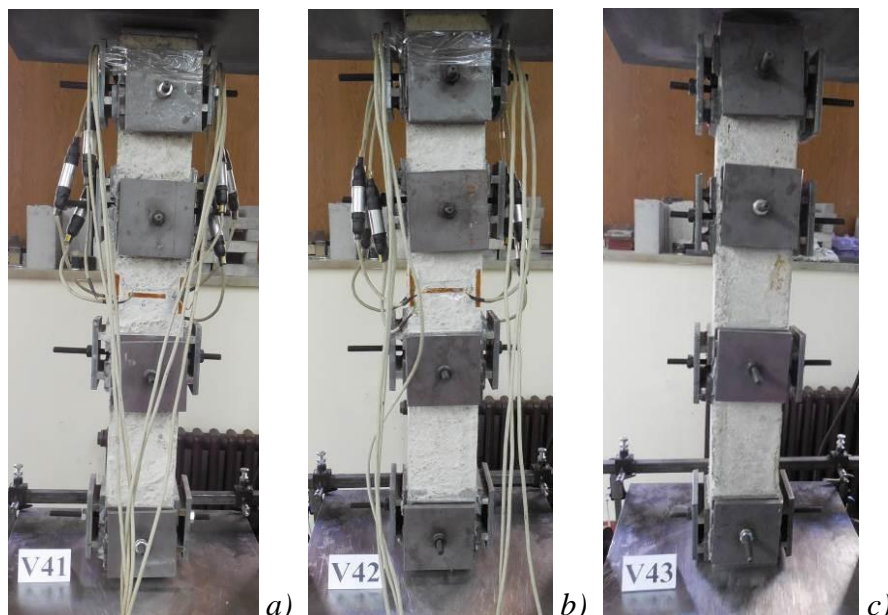
Sva tri modela stuba ove grupe nakon završenog ispitivanja prikazana su na slici 4.69.



Slika 4.69 Modeli ojačanih stubova V3x neposredno posle ispitivanja

4.2.4.2. Varijanta 2 – VV zavrtnji u četiri reda

Drugu grupu činila su tri modela stuba ojačana utezanjem po četiri para VV zavrtnjeva. Na slici 4.70 prikazani su modeli stubova ove grupe neposredno pre ispitivanja. Uzorci su ispitivani na isti način kao i modeli prethodne grupe. Specifične dilatacije na uzorcima V41 i V42 registrovane su mernim trakama, dok su globalne deformacije štapa, kod sva tri uzorka, registrovane pomoću digitalnih davača pomeranja. Na slikama se, pored traka uočavaju i signalno provodni kablovi povezani na uređaj za akviziciju podataka, kao i instrumenti za merenje skraćčenja uzorka.

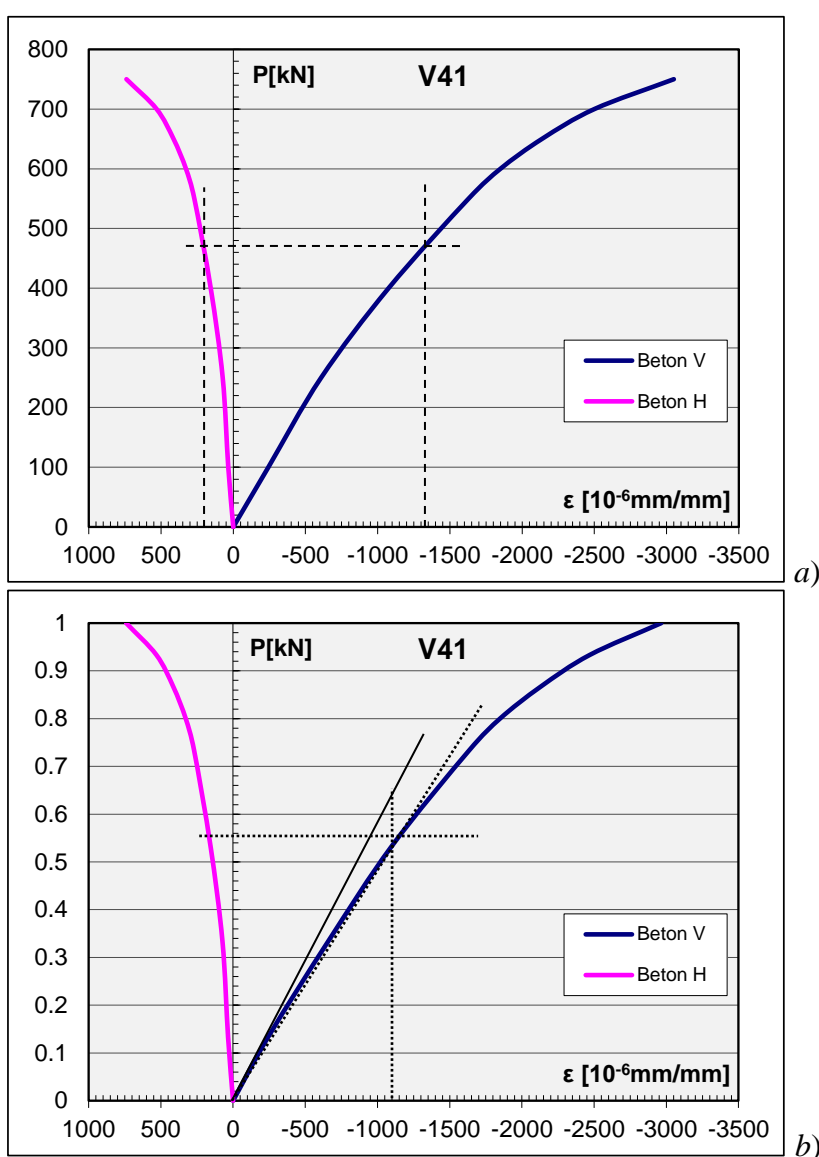


Slika 4.70 Modeli ojačanih stubova V4x neposredno pre ispitivanja

U daljoj analizi dat je detaljan prikaz rezultata ispitivanja modela stuba sa oznakom V41. Na slici 4.71-a i 4.71-b prikazani su dijagrami apsolutne i relativne promene sile pritiska u odnosu na uzdužne i poprečne dilatacije za merene pravce. Usvojene su identične oznake

kao kod modela prethodne grupe. Oznake "Beton V", "Beton H" na dijagramima odnose se na pravce glavnih dilatacija vertikalnom stubu.

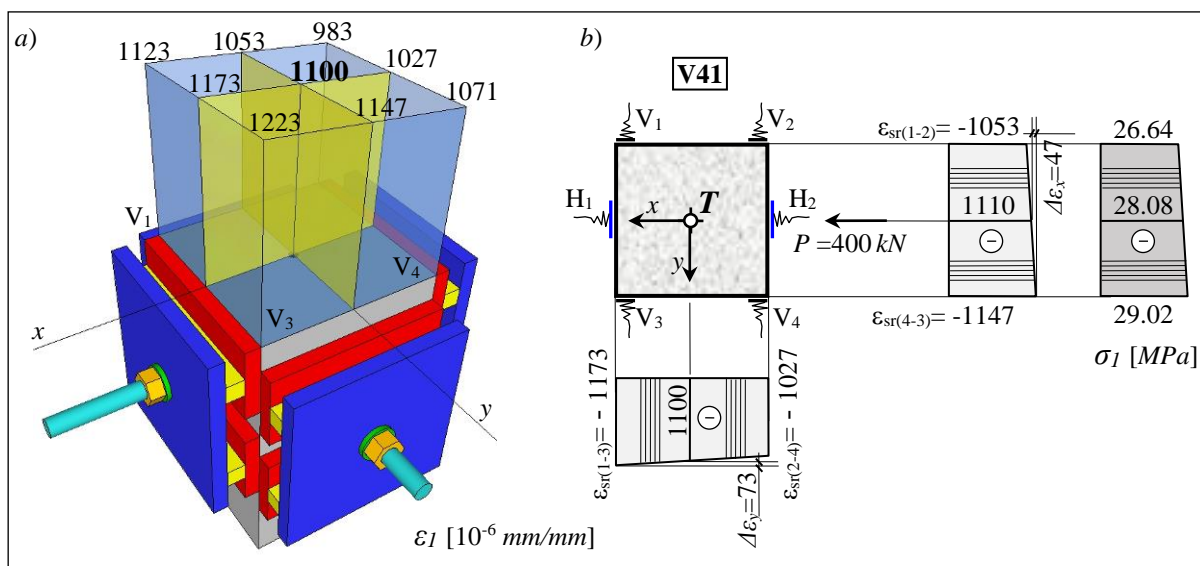
Analizom dijagrama sa slike 4.71 uočava se da je ponašanje modela stuba V41 linearno u početnim fazama opterećenja, kao i da je izraženiji rast deformacija registrovan pri opterećenju iznad 75% od nosivosti uzorka. Početni modul elastičnosti, prikazan na slici 4.71-b punom linijom, je za oko 13% viši u odnosu na za sekantni modul elastičnosti određen pri standardnom nivou napona. Kao i kod prethodne grupe, dijagram promene napona i podužne dilatacije je oblika kvadratne parabole tako da se statički modul elastičnosti značajnije menja pri višim naponskim stanjima. *Poisson*-ov koeficijent modela stuba zadržava konstantnu vrednost kroz inkremente opterećenja, sve do stanja neposredno pred lom uzorka. Pri sili od oko $P=500kN$ na osnovnom AB stubu dostignuta je poprečna dilatacija pri graničnom naponu zatezanja u betonu od 0.2‰, što je na slici 4.71-a prikazano isprekidanim linijama. Ova vrednost sile odgovara opterećenju pri kom su registrovane prve podužne prsline u betonu.



Slika 4.71 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba V41

Naponsko-deformacijska analiza sprovedena je za opterećenje koncentrisanom silom pritiska $P_{exp}=400kN$ za presek na polovini visine uzorka, tj. na polovini rastojanja između dva

srednja reda zavrtnjeva, što se, na slici 4.70, može videti iz položaja mernih traka. Odnos vrednosti sile iz analize i njene granične vrednosti iznosi $P/P_u=0.57$, što približno odgovara maksimalnom opterećenju pri eksploataciji. Za ovaj odnos napona pritiska i odgovarajućih dilatacija određen je statički modul elastičnosti, što je na slici 4.71-b prikazano isprekidanim linijama. Stanje podužnih dilatacija na modelu stuba V41, kao i način određivanja težišne dilatacije prikazan je na slici 4.72-a. U analizi napona, specifične dilatacije pritiska usvojene su u apsolutnim iznosima. Sa dijagrama na slici 4.72-b uočava se da je razlika između dilatacija težišta preseka i naspramnih tačaka relativno mala, usled čega su sekundarni momenti savijanja minimalni.



Slika 4.72 Stanje podužnih dilatacija kod modela stuba V41

Početni modul elastičnosti određen je kao

$$\sigma_{T,sr} = P / A = 100 \cdot 10^{-3} / 144 \cdot 10^{-4} = 6.94 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{T,sr} = 243 \cdot 10^{-6} \text{ mm/mm}$$

$$E_{b,0} = \sigma_{T,sr} / \epsilon_{T,sr} = 6.94 \cdot 10^{-3} / 243 \cdot 10^{-6} = 28.6 \text{ GPa}$$

Sekantni modul elastičnosti AB stuba za posmatrani inkrement opterećenja

$$\sigma_{T,sr} = 400 \cdot 10^{-3} / 144 \cdot 10^{-4} = 27.78 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{T,sr} = 1100 \cdot 10^{-6} \text{ mm/mm}$$

$$E_b = 27.78 \cdot 10^{-3} / 1100 \cdot 10^{-6} = 25.3 \text{ GPa}$$

Sekundarni momenti savijanja usled ekscentričnosti normalne sile

$$M_x = \Delta \epsilon_x \cdot E_b \cdot W_x = 47 \cdot 10^{-6} \cdot 25.3 \cdot 10^6 \cdot 0.12^3 / 6 = 0.34 \text{ kNm}$$

$$M_y = \Delta \epsilon_y \cdot E_b \cdot W_y = 73 \cdot 10^{-6} \cdot 25.3 \cdot 10^6 \cdot 0.12^3 / 6 = 0.53 \text{ kNm}$$

Poisson-ov koeficijent za model stuba pri posmatranom opterećenju iznosi:

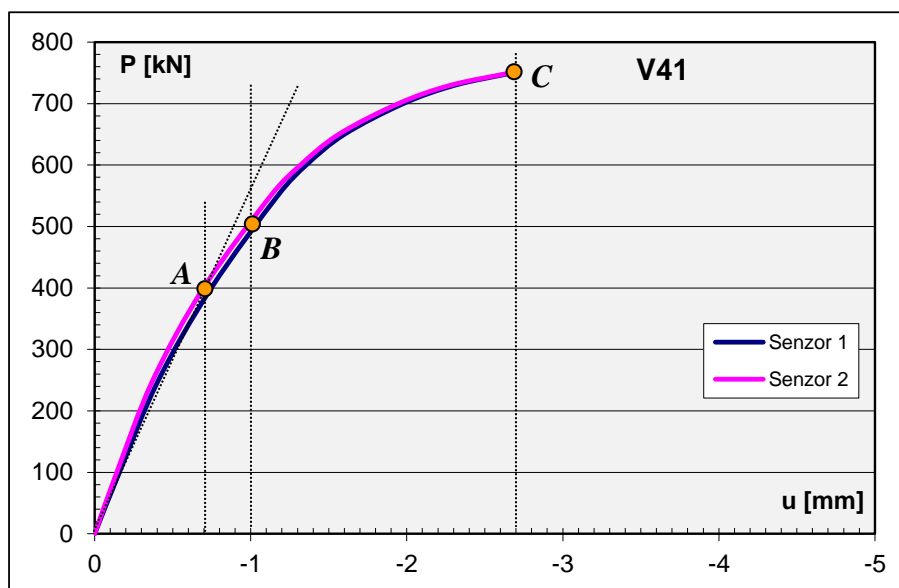
$$\mu = \epsilon_{H,sr} / \epsilon_{T,sr} = 156 / 1100 = 0.14$$

Analiza stanja napona pri graničnom stanju opterećenja sprovedena je prema istim principima i naponskim stanjima kao i kod modela prethodne grupe (Slika 4.63).

Efektivni bočni napon pritiska (p) određen iz sile pritezanja zavrtnja ($F_{P,0}$) koja je umanjena za vrednost elastičnih gubitaka od 10%.

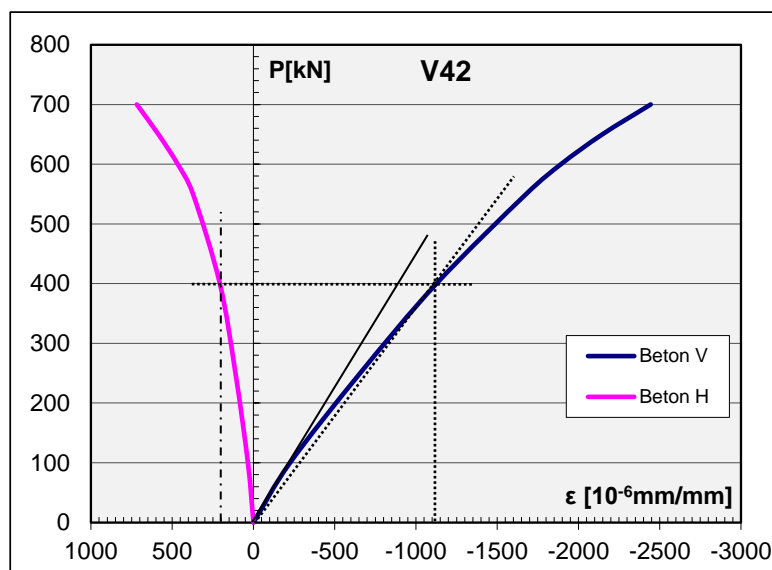
$$p = F_{P,0} / A_{pl}^{(1)} = 45 \cdot 10^{-3} / 144 \cdot 10^{-4} = 3.13 \text{ MPa}$$

Zavisnost između sile pritiska (P) i promene dužine (u) za model stuba V41 prikazana je na dijagramu sa slike 4.73. Isto kao i kod uzoraka svih prethodnih grupa, prikazani podaci predstavljaju vrednosti zapisa dobijenih pomoću dva davača pomeranja. Tačka A označava silu od $P=400\text{kN}$, tj. domen eksploatacionih stanja. Sila pri kojoj su uočene prve prsline u betonu, $P=500\text{kN}$, označena je kao tačka B. Trenutak pojave prsline na dijagramu nije moguće uočiti. Dalji prirast deformacija je izraženiji, a nakon dostizanja granične nosivosti AB stuba, sila $P_u=750\text{kN}$, model više nije bio u stanju da prihvati dalji prirast opterećenja, tako da je dalje eksperimentalno ispitivanje obustavljeno (tačka C).



Slika 4.73 Dijagram zavisnosti aksijalne sile i skraćenja stuba V41

Prethodno prikazana naponsko-deformacijska analiza odnosi se na model stuba V41, a identična analiza sprovedena je i za model V42. Dijagram apsolutne promene aksijalne sile pritiska u odnosu na uzdužne i poprečne dilatacije kod uzorka V42 prikazan je na slici 4.74.



Slika 4.74 Dijagram promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba V42

Kao i kod uzorka *V41*, uočava se da je ponašanje u početnim fazama opterećenja gotovo potpuno linearno. Dijagram promene napona i podužne dilatacije je oblika plitke kvadratne parabole zbog čega je izraženiji prirast deformacija registrovan pri višim nivoima napona. Odnos poprečne i podužne dilatacije je, i kod ovog modela stuba, konstantan kroz sve merene inkremente opterećenja. Početni modul elastičnosti, tangenta prikazana na slici 4.74 punom linijom, ima za oko 20% višu vrednost u odnosu na za statički modul elastičnosti određen pri standardnom nivou napona. Isprekidanom crta-tačka linijom određena je sila pri kojoj su dostignute granične dilatacije zatezanja betona u poprečnom pravcu.

Analiza napona i deformacija sprovedena je usled opterećenja silom $P_{exp}=400kN$.

Početni modul elastičnosti iznosi

$$\sigma_{T,sr} = 100 \cdot 10^{-3} / 144 \cdot 10^{-4} = 6.94 MPa$$

$$\varepsilon_{T,sr} = 225 \cdot 10^{-6} mm / mm$$

$$E_{b,0} = 6.94 \cdot 10^{-3} / 225 \cdot 10^{-6} = 30.8 GPa$$

Sekantni, odnosno statički modul elastičnosti AB stuba

$$\sigma_{T,sr} = 400 \cdot 10^{-3} / 144 \cdot 10^{-4} = 27.78 MPa$$

$$\varepsilon_{T,sr} = 1126 \cdot 10^{-6} mm / mm$$

$$E_b = 27.78 \cdot 10^{-3} / 1126 \cdot 10^{-6} = 24.7 GPa$$

Sekundarni momenti savijanja usled ekscentričnosti normalne sile

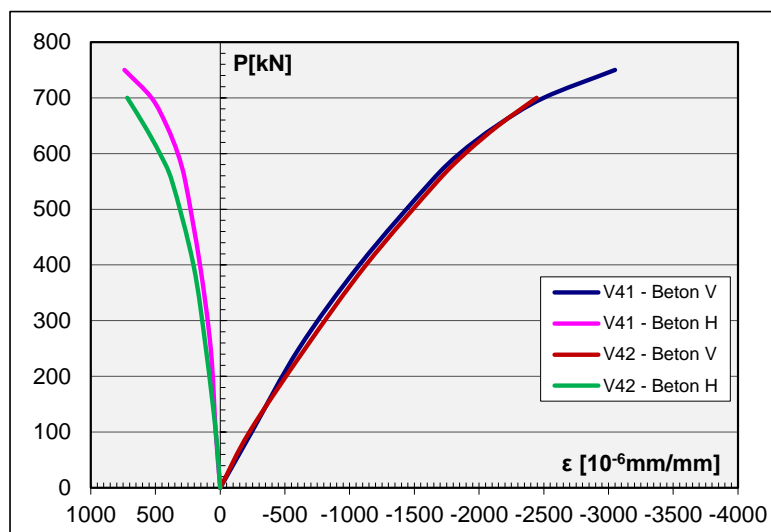
$$M_x = \Delta \varepsilon_x \cdot E_b \cdot W_x = 91 \cdot 10^{-6} \cdot 24.7 \cdot 10^6 \cdot 0.12^3 / 6 = 0.64 kNm$$

$$M_y = \Delta \varepsilon_y \cdot E_b \cdot W_y = 180 \cdot 10^{-6} \cdot 24.7 \cdot 10^6 \cdot 0.12^3 / 6 = 1.29 kNm$$

Poisson-ov koeficijent modela stuba pri eksploatacionom nivou opterećenja iznosi

$$\mu = \varepsilon_{H,sr} / \varepsilon_{T,sr} = 158 / 1126 = 0.14$$

Na slici 4.75 prikazani su dijagrami specifičnih dilatacija za uzorke *V41* i *V42*.

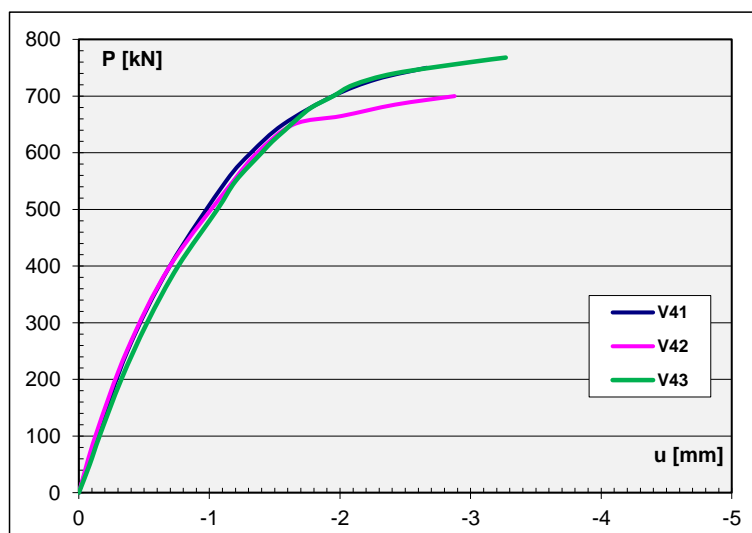


Slika 4.75 Uporedni dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija za model stuba *V41* i *V42*

Podužne specifične dilatacije za poslednju fazu opterećenja, tj. lom uzorka, kod oba modela stuba kreću se u granicama $\varepsilon_{b,pod}=(2.5\div 3.0)\%$, dok su dilatacije u poprečnom pravcu

$\varepsilon_{b,pop} = 0.7\%$. Odnos poprečne i podužne dilatacije kod oba modela stuba zadržava konstantnu vrednost kroz početne inkremente opterećenja. Oba modela pokazala su identično ponašanje, a vrednosti specifičnih dilatacija se, između uzoraka, međusobno gotovo ni malo ne razlikuju. Na osnovu svega prikazanog može se zaključiti da se i preostali model ove grupe, što se tiče naponsko-deformacijskog odgovora, ponaša na identičan način.

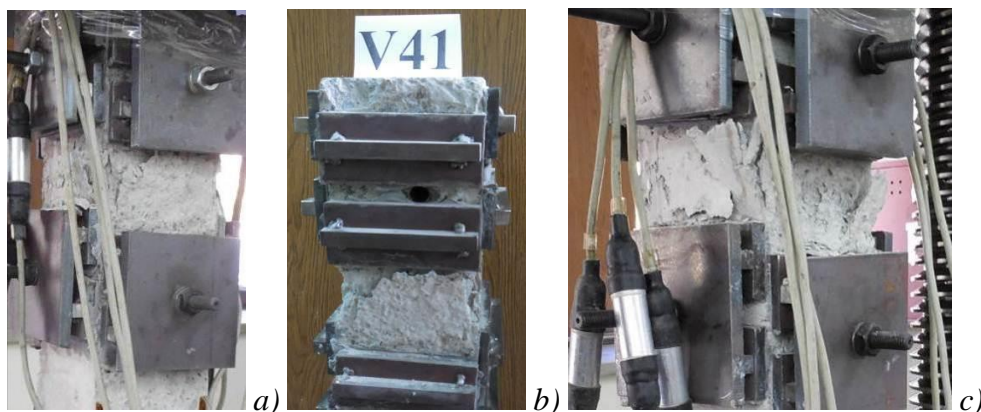
Dijagrami sa slike 4.76 uporedno prikazuju zavisnost normalne sile u odnosu na podužnu deformaciju sva tri modela stuba ove grupe. Uočava se kako je ponašanje svih modela gotovo potpuno identično sve do loma i da su odstupanja između modela vrlo mala. Modeli stubova imaju vrlo bliske sile loma i granične deformacije, kao i izraženo linearno ponašanje u domenu radnog opterećenja.



Slika 4.76 Dijagrami zavisnosti aksijalne sile i skraćenja modela stubova V4x

Kod sva tri uzorka prsline u betonu nastajale su pri sili od oko $P=500kN$, a kao i kod modela prethodne grupe, prsline su započinjale neposredno ispod krajnjih metalnih sklopova za utezanje. Prsline i pukotine su se širile po visini uzorka sve dok nije obuhvaćena cela zona između dva sistema prenosnih pločica, nakon čega je nastajalo potpuno razaranje betona i lom uzorka. Iz prikazane analize modela stubova V41 i V42, kao dijagrama sa slike 4.76 može se izvesti zaključak kako se svi modeli ove grupe ponašaju na potpuno identičan način uz bliske vrednosti napona, dilatacija, deformacija, prslina i angažovanja bočnih pritisaka.

Na slici 4.77-a prikazan je model stuba V41 neposredno nakon ispitivanja. Uočavaju se podužne pukotine i razaranje betona nastalo pri vrhu stuba, direktno ispod čeličnih pločica i VV zavrtnjeva. Na slici 4.77-b vidi se vrh stuba posle skidanja prenosnih pločica i zavrtnjeva.



Slika 4.77 Model stuba V41 i V42 nakon ispitivanja

Model V42 neposredno nakon završenog ispitivanja prikazan je na slici 4.77-c. Na levoj i srednjoj slici vidi se razaranje betona nastalo pri vrhu uzorka. Prsline i pukotine su se protezale celom visinom prvog polja između pločica za utezanje VV zavrtnjeva.

Granične sile za modele stubova ojačanih pritezanjem četiri para visokovrednih zavrtnjeva registrovane prilikom ispitivanja prikazane su u tabeli 4.26. Prikazane su još i prosečna vrednost rezultata, standardna devijacija, koeficijent varijacije i raspon rezultata. Proračun karakterističnih vrednosti izvršen je za dva slučaja. U prvom slučaju analizirane su sve tri registrovane sile, dok je u drugom slučaju iz rezultata izdvojena najniža vrednost.

Tabela 4.26 Granične sile ojačanih stubova – Grupa V4x

Ojačanje VV Zavrtnji - 4 reda							
Uzorak	V41	V42	V43	Srednja vrednost	S_n [kN]	C_v [%]	R [kN]
P_u [kN]	750	700	768	739.3	35.2	4.8	68.0
P_u [kN]	750	–	768	759.0	12.7	1.7	18.0

Modeli stubova ojačanih čeličnim pločicama i 4 reda VV zavrtnjeva imali su relativno bliske sile loma uz prosečnu vrednost $P_u=739.3kN$. Standardno kvadratno odstupanje graničnih sila iznosi $S_n=35.2kN$ uz koeficijent disperzije rezultata od $C_v=4.8\%$, dok je raspon vrednosti rezultata u granicama od $R=68kN$. Iz rezultata se ističe model stuba V42 koji u poređenju sa druga dva uzorka ima nešto nižu graničnu silu.

Ukoliko bi se posmatrale samo vrednosti za modele V41 i V43 standardno odstupanje rezultata iznosilo bi svega $S_n=12.7kN$, dok bi disperzija rezultata bila $C_v=1.7\%$. Raspon vrednosti rezultata je u tom slučaju značajnije niži. Nešto niža granična sila kod modela stuba V42 verovatno je posledica više faktora. Kao najverovatniji uzrok može se navesti viša nosivost osnovnog AB stuba u poređenju sa nosivošću primarnog stuba kod preostala dva uzorka. Na nosivost, kao što je već navedeno, mogli su uticati i nešto izraženiji sekundarni momenti savijanja nastali usled ekscentričnosti normalne sile. I pored svega navedenog, relativno dobro slaganje rezultata ukazuje na visoku ujednačenost kvaliteta upotrebljenih materijala, načina izrade modela, kao i samog procesa ispitivanja uzoraka.

Sva tri modela stuba ove grupe nakon završenog ispitivanja prikazana su na slici 4.78.



Slika 4.78 Modeli ojačanih stubova V4x neposredno posle ispitivanja

4.3. Diskusija rezultata eksperimenta

Na osnovu podataka dobijenih merenjem na prethodnim stranama prezentirani su obrađeni rezultati sprovedenog eksperimentalnog istraživanja. Za svih 26 modela stubova registrovana je i analizirana: promena stanja napona i deformacija svih delova spregnutog preseka, granična nosivost, oblik globalne deformacije stuba pri lomu, angažovanje pojedinih delova spregnutog preseka, nastanak i razvoj prslina. Registrovanje vrednosti specifičnih dilatacija vršeno je u karakterističnim presecima u zavisnosti od modela stuba.



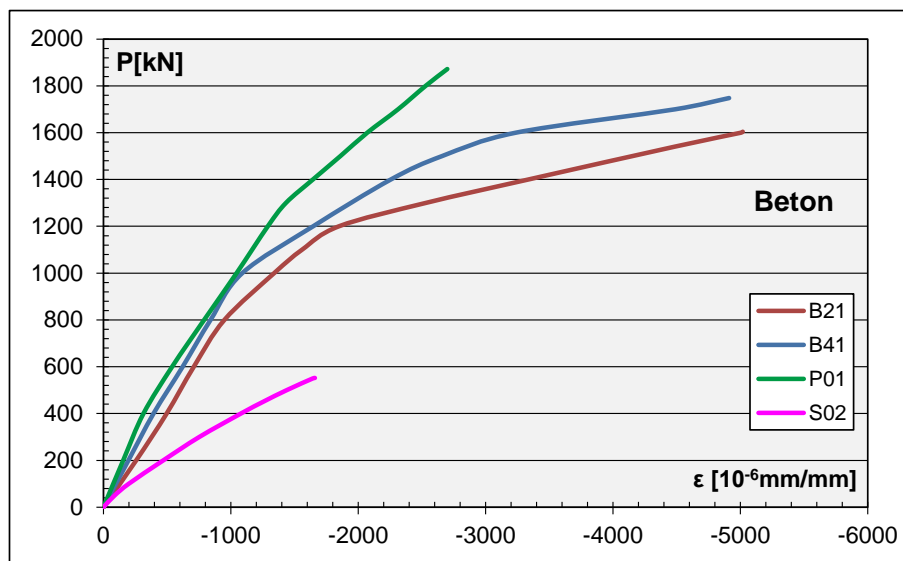
Slika 4.79 Modeli stubova neposredno nakon ispitivanja

Na slici 4.79 prikazani su svi uzorci neposredno nakon završenog eksperimenta. Svi modeli stubova ispitivani su na identičan način kako bila je moguća direktna procena uspešnosti ojačanja AB stubova primenjenim metodama. Takođe, na taj način je bilo omogućeno i međusobno poređenje modela ojačanih na sličan način, kako bi se uvideli uticaji variranih parametara. Na narednim slikama koje prikazuju dijagrame, specifične dilatacije i deformacije u podužnom pravcu, a koje su posledica napona pritiska, prikazane su sa negativnim vrednostima, dok su poprečne dilatacije izazvane naponima zatezanja prikazane sa pozitivnim vrednostima.

4.3.1. Stubovi ojačani čeličnim cevima

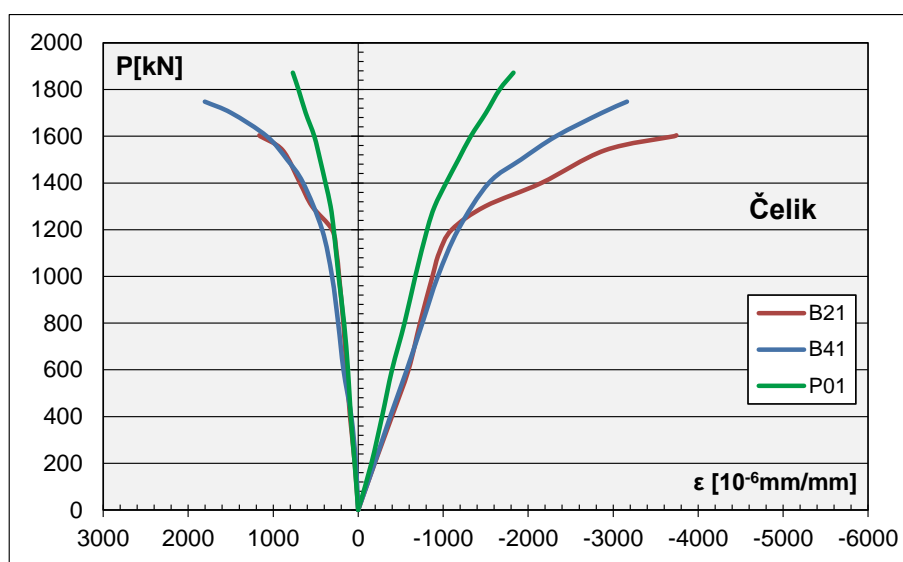
Osnovni AB stub ojačavan je čeličnom cevi uz variranje kvaliteta materijala ispune u tri vrednosti. Dijagrami podužnih specifičnih dilatacija na betonu osnovnog AB stuba za sve tri grupe stubova ojačanih čeličnim cevima uporedno su prikazani na slici 4.80. Takođe, prikazane su deformacije i za uzorak bez ojačanja. AB stubovi kontrolne grupe ponašali su se gotovo potpuno linearno sve do loma. Ova karakteristika je u potpunoj saglasnosti sa podacima iz literature da, kod centrično opterećenih betonskih elemenata i kod betona višeg kvaliteta, naponsko – deformacijski dijagram ne odstupa mnogo od prave linije. Kod modela spregnutog preseka podužne specifične dilatacije u betonu za poslednju fazu opterećenja za sva tri modela stuba su znatno veće u odnosu na uzorke kontrolne grupe, što je i bilo očekivano s obzirom na veću duktilnost ovih preseka. Modeli stubova sa ispunom od klasičnog sitnozrnog betona (*B21* i *B41*) imali su gotovo identično ponašanje u svim fazama opterećenja i vrlo bliske granične dilatacije. Uzorak sa ispunom od Polimaga (*P01*) pokazao je nešto kruće ponašanje, što je imalo za posledicu niže granične deformacije, koje su, u

poređenju sa druga dva modela, gotovo upola manje. Kada se poredi ponašanje u domenu eksploatacionih stanja, što odgovara sili do $P=800kN$, uočava se da je odstupanje između ojačanih modela relativno malo.



Slika 4.80 Dijagram promene sile i specifičnih dilatacija u betonu

Na slici 4.81 prikazani su dijagrami apsolutne promene aksijalne sile pritiska u odnosu na uzdužne i poprečne dilatacije na čeličnoj cevi. Uočava se da je deformacijsko ponašanje svih spregnutih stubova gotovo identično sve do sile od $P=1200kN$. Pri ovoj sili dostignute su granične dilatacije zatezanja u betonu kod modela B21. Linearno ponašanje znatno nadmašuje domen eksploatacionog opterećenja. Modeli stubova ispunjeni sitnozrnim betonom pretrpeli su nešto više deformacije u poređenju sa stubovima ispunjenim Polimagom. Granične dilatacije u podužnom i u poprečnom pravcu direktno zavise od kvaliteta ispune, i to da niže mehaničke karakteristike betona ispune imaju za posledicu duktilnije ponašanje uzorka. Odnos glavnih dilatacija čelične cevi je konstantan sve do loma.

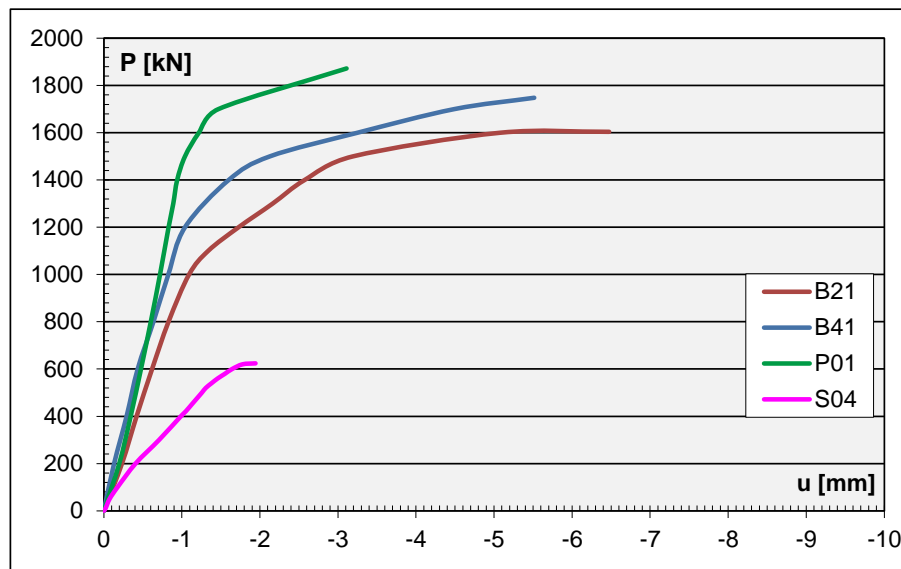


Slika 4.81 Dijagram promene sile i specifičnih dilatacija na cevi

Ukoliko se uporede vrednosti specifičnih dilatacija na osnovnom AB stubu sa dilatacijama cevi uočava se da je do nivoa opterećenja od $Pu/4$ ostvareno je potpuno sprezanje preseka i ponašanje u skladu sa principima Bernulijeve hipoteze ravnih preseka. Iznad ove

granice dolazi do određenog razilaženja između vrednosti specifičnih dilatacija registrovanih na AB stubu i na čeličnom plaštu, što navodi na zaključak da je došlo do narušavanja zajedničkog delovanja osnovnih delova spregnutog preseka.

Dijagrami sa slike 4.82 uporedno prikazuju zavisnost normalne sile u odnosu na podužno skraćenje tri modela stuba ojačana cevima, kao i modela stuba kontrolne grupe.



Slika 4.82 Dijagrami zavisnosti aksijalne sile i skraćenja modela stubova

Uočava se da je ponašanje modela spregnutog preseka sa ispunom od sitnozrnog betona gotovo potpuno identično sve do loma, dok model ispunjen Polimagom ima nešto kruće ponašanje. Kao što je već pomenuto, u domenu eksploatacionog opterećenja sva tri modela imaju gotovo potpuno identično ponašanje i vrlo bliske vrednosti deformacija. U poređenju sa kontrolnom grupom modeli spregnutog preseka imaju višu krutost, duktilnije ponašanje i u stanju su da pretrpe značajno više deformacije pre gubitka nosivosti.

Gubitak nosivosti, odnosno lom uzorka, kod sve tri grupe sa spregnutim presekom nastaje na sličan način. U prvom koraku dolazi do iscrpljivanja nosivosti čeličnog dela preseka. Dalji prirast opterećenja prihvataju osnovni AB stub i ispuna sve dok se ne dostigne drugi nivo nosivosti. Kod prve grupe (Ispuna 1) u narednom koraku dolazi do gubitka nosivosti betona ispune. Nakon otkazivanja ispune dodatno povećanje sile može da primi samo osnovni AB stub. Kada se dostigne pritisna čvrstoća betona osnovnog AB stuba dolazi do loma uzorka. Ovako ponašanje je direktna posledica niže čvrstoće ispune u poređenju sa čvrstoćom betona osnovnog stuba. Druga i treća grupa imaju čvrstoće betona ispune koje su iste ili više u odnosu na AB stub, tako da je redosled otkazivanja nosivosti delova preseka različit od prve grupe. Kod ove dve grupe u prvom koraku dolazi do iscrpljivanja nosivosti čeličnog dela. Daljim povećanjem opterećenja dostiže se granična nosivost osnovnog AB stuba. Nakon otkazivanja primarnog stuba dodatno povećanje sile može da primi samo ispuna, međutim ubrzo posle dostizanja nosivosti AB stuba dolazi i do gubitka nosivosti celokupnog modela, iako nosivost betona ispune nije u potpunosti iskorišćena. Opisano ponašanje verovatno je posledica karakterističnog načina prenosa sile na model stuba. Može se smatrati da do loma modela spregnutog preseka dolazi nakon dostizanja pritisne čvrstoće osnovnog AB stuba.

Analiza stanja napona kod svih modela stubova izvršena je za poprečni presek na polovini visine stuba pri opterećenju od $P=0.5Pu$, a koje je ekvivalentno maksimalnom opterećenju pri eksploataciji. Na osnovu izmerenih dilatacija u čeličnom plaštu, kod modela

sa spregnutim presekom, određeni su normalni naponi uz pretpostavke ravnog stanja napona. Naponi pritiska detektovani su u pravcu podužne ose stuba (σ_1), dok su naponi zatezanja određeni u pravcu tangente na poprečni presek (σ_2). Registrovani karakteri napona navode na zaključak da je došlo do određene preraspodele opterećenja između ispune i cevi, a takođe i da je došlo do formiranja efekta obruča u čeličnom plaštu. Transfer opterećenja između pojedinih delova spregnutog preseka izazvan je trenjem na kontaktu dva materijala. Na osnovu analize cevi opterećene unutrašnjim pritiskom i pomoću registrovanog napona zatezanja, bilo je moguće odrediti vrednost pritiska betona u cevi (p), a samim time određena je i uvećana čvrstoća betona na pritisak pri troosnom naponskom stanju. Računska granična nosivost AB stuba koji se nalazi unutar čelične cevi određuje se sa uvećanom čvrstoćom betona.

Angažovanje pojedinih delova spregnutog, trodelnog, preseka analizirano je pomoću tzv. bilansa sila pri eksploatacionom opterećenju. Sumiranje ovih rezultata prikazano je u tabeli 4.27, gde je P_i sila koju prihvata pojedini deo preseka, a N ukupna sila na uzorku.

Tabela 4.27 Preraspodela opterećenja pri eksploatacionim stanjima

P_i/N [%]	Model B21	Model B41	Model P01
Čelik	30	30	24
Ispuna	29	36	39
AB stub	41	34	37

Iz analize bilansa sila i deformacijskih dijagrama može se zaključiti da celokupni poprečni presek učestvuje u prijemu i prenosu opterećenja. Opterećenje na modelu stuba deli se između pojedinih delova proporcionalno njihovoj dilataciji, površini i modulu elastičnosti. Osnovni AB stub u spregnutom preseku učestvuje u nosivosti sa 41%, odnosno 34% kod stubova ispunjenih sitnozrnim betonom, dok kod ispune od Polimaga osnovni stub prihvata oko 37% sile. Ova razlika u nosivosti direktna je posledica mehaničkih karakteristika betona ispune. Beton sa višom pritiskom čvrstoćom i višim modulom elastičnosti preuzima na sebe i veći deo sile, što se može videti i iz vrednosti procentualne nosivosti ispune prikazane u tabeli. Kod modela stuba popunjenim Polimagom ispuna preuzima 39% od ukupne sile, što je u poređenju sa modelom ispunjenim sitnozrnim betonom nižeg kvaliteta više za 10%. Razlika u nosivosti čelične cevi između modela stubova sa različitim ispunom od betona je do 6%, tako da transfer sile sa ispune na čelični deo preseka u manjoj meri zavisi od kvaliteta betona ispune, a kod prve dve grupe nije uočena razlika.

Prosečne vrednosti graničnih sila za modele stubova kontrolne grupe i za tri grupe ojačane cevima, date su u tabeli 4.28. Prikazane su još i vrednosti unutrašnjeg pritiska (p), kao i koeficijent povećanja nosivosti ojačanog stuba (k_s) u poređenju sa stubom bez ojačanja. Analizom vrednosti uočava se da armiranobetonski stubovi ojačani sprežanjem sa čeličnim cevima i ispunom od Polimaga imaju 3.2 puta veću nosivost, dok stubovi sa ispunom od sitnozrnog betona imaju 2.7, odnosno 2.9 puta višu nosivost. Ukoliko se uporede vrednosti sila loma spregnutih stubova može se uočiti da je razlika relativno mala, što navodi na zaključak da kvalitet betona ispune u manjoj meri utiče na povećanje nosivosti stuba. Ojačavanje betonom koji ima slabije karakteristike od betona stuba koji se ojačava nema naročitog smisla, s obzirom da se želi povećanje nosivosti. Međutim, primena betona visokih mehaničkih karakteristika neće doprineti značajnijem povećanju nosivosti u odnosu na beton koji ima slične osobina kao beton od kojeg su izrađeni stubovi koji se ojačavaju.

Tabela 4.28 Granične sile modela stubova ojačanih čeličnim cevima

	Bez ojačanja	Ispuna 1 C20/25	Ispuna 2 C40/50	Ispuna 3 Polimag
p [MPa]	–	0.30	0.52	1.47
P_u [kN]	592.0	1600.0	1709.3	1864.0
k_s [-]	–	2.7	2.9	3.2

Prilikom ispitivanja svih devet modela stubova spregnutog poprečnog preseka pokazalo je gotovo identično ponašanje. Do loma, odnosno gubitka nosivosti, dolazilo je usled kombinacije drobljenja betona i poprečnog razvlačenja zida cevi na mestu unosa sile pri vrhu stuba. Neposredno pre dostizanja granične nosivosti došlo je do utiskivanja čeličnih pločica u stub (pločice za prenos opterećenja). Nakon vertikalne deformacije osnovnog AB stuba, koja je jednaka debljini čelične pločice za unos opterećenja, ploča hidraulične prese je došla u kontakt sa celokupnom površinom stuba. Od toga trenutka svi delovi preseka (AB stub, ispuna i cev) započeli su da opterećenje prenose istovremeno, što je imalo za posledicu dalje povećanje nosivosti. Prirast nosivosti nakon utiskivanja prenosnih pločica je relativno mali. Na osnovu opisanog ponašanja moguće je zaključiti da je do popuštanja veze između pojedinih delova spregnutog preseka došlo na kontaktu između AB stuba i ispune. Vrednost sile loma osnovnog AB stuba pri triaksijalnom stanju napona određena računskim putem je vrlo bliska eksperimentalno registrovanoj vrednosti, tako da nosivost AB stuba određuje graničnu silu stuba spregnutog preseka. Na slikama 4.83 prikazani su svi modeli stubova ojačani čeličnim plaštom i ispunom od betona. Vizuelno nije moguće uočiti razliku između modela sa različitim ispunom.

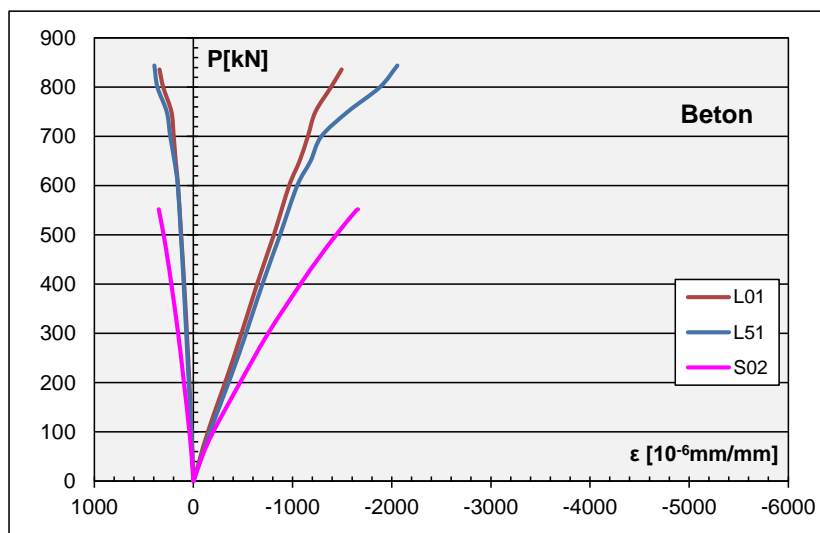


Slika 4.83 Modeli stubova ojačani čeličnim plaštom

4.3.2. Stubovi ojačani čeličnim L profilima

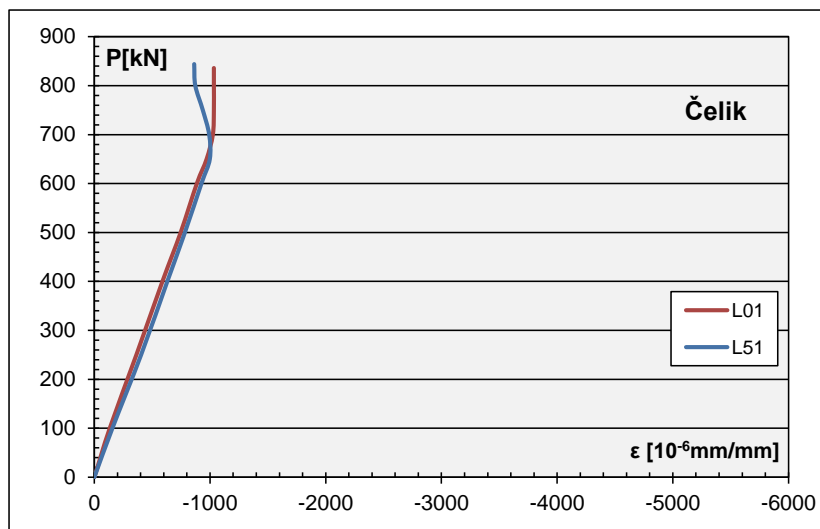
Armiranobetonski stub ojačavan je čeličnim profilima koji su međusobno mestimično spojeni horizontalnim prečkama od čeličnog lima. Kod ovih modela variran je vertikalni razmak spojnih limova u dve vrednosti. Horizontalni limovi postavljeni su na međusobnom od $e=10\text{cm}$ i $e=15\text{cm}$. Na slici 4.84 uporedno su prikazani dijagrami podužnih i poprečnih specifičnih dilatacija na betonu osnovnog AB stuba za karakteristične modele obe grupe ojačane metalnim kavezima. Na dijagramu su prikazane i deformacije za uzorak bez ojačanja (S02). Kao što je napomenuto, stubovi kontrolne grupe ponašali su se gotovo potpuno linearno sve do loma. Kod modela spregnutog preseka podužne specifične dilatacije u betonu za poslednju fazu opterećenja (lom) kod uzoraka obe grupe su vrlo bliske u odnosu na uzorke

kontrolne grupe. Ojačani stubovi imali su veću početnu krutost, tako da su, za iste vrednosti graničnih deformacija, postigli veću nosivost. Modeli stubova sa različitim rasporedom spojnih limova (*L01* i *L51*) pokazali su gotovo identično ponašanje sve do 80% nosivosti uzorka tj. pri sili $P=700kN$. Uzorak *L01* iskazao je nešto kruće ponašanje, što je imalo za posledicu nešto niže granične deformacije u poređenju sa modelom druge grupe. Razlika između modela je relativno mala tako da se može smatrati da obe grupe imaju gotovo identično ponašanje uz izraženo linearan naponsko-deformacijski odgovor. Kada se posmatra ponašanje u domenu eksploatacionih stanja, što odgovara sili do $P=400kN$, uočava se da je odstupanje između ojačanih modela vrlo malo, gotovo nepostojeće. Odnos glavnih dilatacija u betonu je konstantan sve do loma.



Slika 4.84 Dijagram promene sile i specifičnih dilatacija u betonu

Na slici 4.85 uporedno su prikazani dijagrami promene normalne sile u odnosu na uzdužne dilatacije pritiska na čeličnim profilima za karakteristične modele obe grupe.



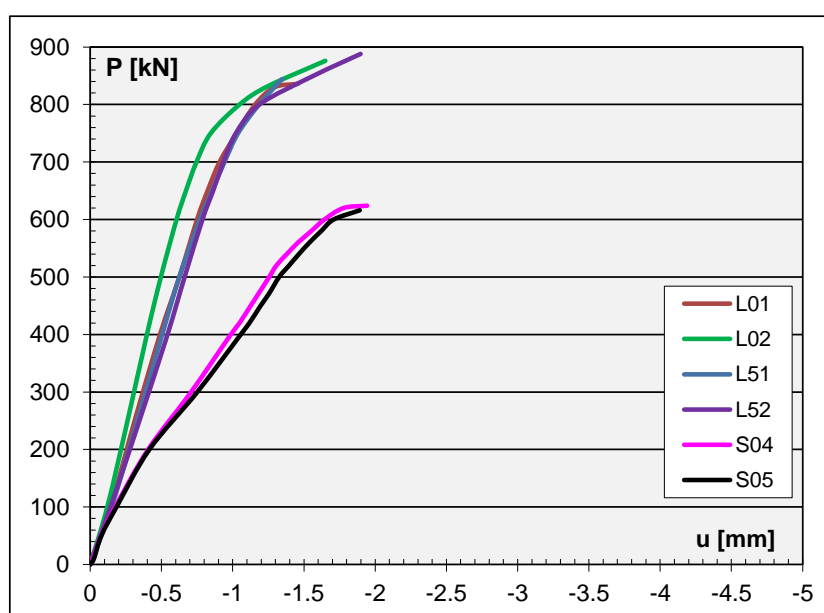
Slika 4.85 Dijagram promene sile i specifičnih dilatacija na L profilima

Kao i na prethodnom dijagramu, uočava se da je deformacijsko ponašanje obe grupe spregnutih stubova gotovo identično, a linearno ponašanje znatno nadmašuje domen eksploatacionog opterećenja. Pri sili od $P=700kN$ dostignute su granične dilatacije zatezanja u betonu. Dostizanjem nosivosti na zatezanje betona ispune dolazi do razvoja podužnih prslina u SikaGrout-u (ispuni). Prsline su uticale na dalji prekid prenosa sile sa AB stuba na ispunu i

čelične profile. Na to ukazuju i vrednosti specifičnih dilatacija koje na čeliku, sve do loma, imaju veoma mali prirast kod modela *L01*, dok kod modela *L51* je došlo do manjeg opadanja i opuštanja deformacija u čeliku.

Ukoliko se uporede vrednosti specifičnih dilatacija na osnovnom AB stubu sa dilatacijama L profila uočava se da je potpuno sprezanje preseka i ponašanje u skladu sa principima Bernulijeve pretpostavke o ravnim presecima ostvareno sve do 80% od sile loma uzorka. Iznad ove granice dolazi do razilaženja između vrednosti specifičnih dilatacija registrovanih na AB stubu i na profilima, što je direktna posledica prslina i pukotina u ispuni, usled čega je došlo do narušavanja zajedničkog delovanja delova spregnutog preseka.

Dijagrami sa slike 4.86 uporedno prikazuju zavisnost normalne sile u odnosu na podužno skraćenje za modele stubova ojačane kavezima, a prikazani su i dijagrami za modele stubova kontrolne grupe. Na slici levo i u sredini prikazani su karakteristični uzorci za obe grupe u poređenju sa kontrolnim uzorkom, dok su na slici desno uporedno prikazani po dva modela od svake analizirane grupe.



Slika 4.86 Dijagrami zavisnosti aksijalne sile i skraćenja modela stubova

Uočava se da je ponašanje svih modela spregnutog preseka gotovo potpuno identično sve do loma i da svi uzorci imaju izraženo linearno ponašanje sve do sile $P=700\text{kN}$. Kao što je već rečeno, pri toj sili dolazi do destrukcije ispune koja povezuje metalni kavez i osnovni AB stub čime se narušava sprezanje preseka, usled čega dolazi do značajnijeg razvoja deformacija u betonu osnovnog stuba, a ubrzo i do loma uzorka. Sva četiri modela u domenu eksploatacionog opterećenja imaju gotovo potpuno identične vrednosti deformacija. U poređenju sa kontrolnom grupom modeli spregnutog preseka imaju višu krutost, duktilnije ponašanje i u stanju su da pretrpe nešto više deformacije pre gubitka nosivosti.

Gubitak nosivosti, odnosno lom uzorka, kod obe grupe sa spregnutim presekom nastaje na sličan način. U prvom koraku dolazi do dostizanja graničnih dilatacija zatezanja u AB stubu, a samim time i u ispuni. Nakon toga dolazi razvoja prslina kroz beton ispune, što dovodi do procentualnog snižavanja sile koju nose L profili i ispuna. Sve ovo ima za posledicu da osnovni AB stub na sebe prihvata veći deo sile. Nakon otkazivanja ispune dodatno povećanje sile može da primi samo osnovni AB stub, sve dok se ne dostigne njegova pritisna čvrstoća kada dolazi do loma uzorka. Do gubitka nosivosti modela stuba dolazi ubrzo nakon propagacije prslina kroz ispunu. Opisano ponašanje verovatno je posledica karakteri-

stičnog načina prenosa sile na model stuba. Može se zaključiti kako graničnu nosivost modela spregnutog preseka određuju dilatacije pri zatezanju u betonu ispune, kao i nosivost osnovnog AB stuba. Iako visoka pritiska čvrstoća SikaGrout-a nije mogla biti u potpunosti iskorišćena, upotreba visoko kvalitetnog betona za ispunu može preporučiti zbog malih dimenzija elementa i ravnomerne preraspodele sile između delova spregnutog preseka.

Stanja napona kod svih modela stubova analizirano je za poprečni presek na polovini visine stuba pri opterećenju od $P=0.5Pu$, a koje je ekvivalentno maksimalnom opterećenju pri eksploataciji. Na osnovu izmerenih dilatacija na čeličnim profilima i na osnovnom AB stubu, određeni su naponi uz pretpostavke Hukovog zakona. Naponi pritiska detektovani su u pravcu podužne ose stuba, dok su naponi zatezanja određeni u poprečnom pravcu. Registrovani karakteri napona navode na zaključak da je došlo do preraspodele opterećenja između delova preseka. Transfer opterećenja između pojedinih delova spregnutog preseka izazvan je trenjem na kontaktu dva materijala. Angažovanje pojedinih delova spregnutog, preseka analizirano je pomoću tzv. bilansa sila pri eksploatacionom opterećenju, na isti način kao i kod modela ojačanih cevima, a rezultati su prikazani u tabeli 4.29. Sila koju prihvata pojedini deo preseka označena sa P_i , a N je ukupna sila.

Tabela 4.29 Preraspodela opterećenja pri eksploatacionim stanjima

P_i/N [%]	Modeli <i>L0x</i>	Modeli <i>L5x</i>
Čelik	20	20
Ispuna	25	25
AB stub	55	55

Iz analize bilansa sila i deformacijskih dijagrama može se zaključiti da celokupni poprečni presek učestvuje u prijemu i prenosu opterećenja. Opterećenje na modelu stuba deli se između pojedinih delova proporcionalno njihovoj specifičnoj dilataciji, površini i modulu elastičnosti. Osnovni AB stub u spregnutom preseku učestvuje u nosivosti sa 55%, ispuna sa 25%, a čelični profili sa 20%. Razlika u nosivosti između modela stubova sa različitim rasporedom veznih limova je nepostojeća, tako da uticaj njihovog razmaka na preraspodelu sila nije mogao biti procenjen na pravi način.

U tabeli 4.30 date su prosečne vrednosti graničnih sila za modele stubova kontrolne grupe i za dve grupe ojačane čeličnim kavezom, a date su i vrednosti koeficijenta povećanja nosivosti ojačanog stuba (k_s) u poređenju sa stubom kontrolne grupe.

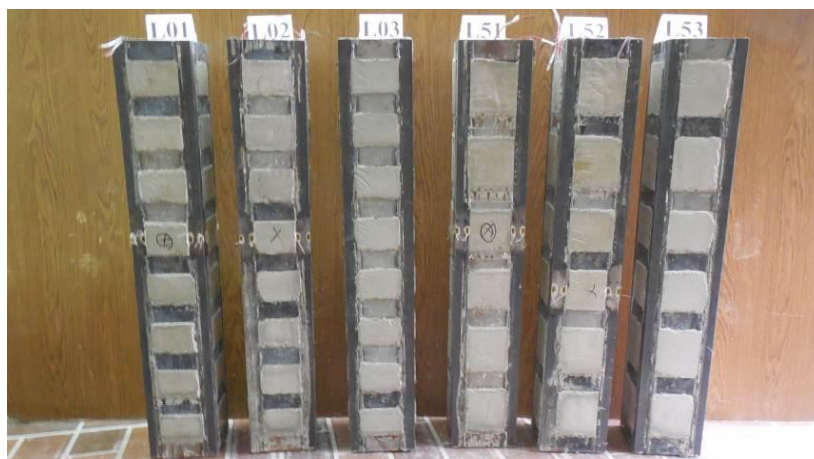
Tabela 4.30 Granične sile modela stubova ojačanih L profilima

	Bez ojačanja	Razmak $e=10cm$	Razmak $e=15cm$
P_u [kN]	592.0	856.0	838.0
k_s [-]	–	1.45	1.42

Analizom vrednosti uočava se da armiranobetonski stubovi ojačani sprežanjem sa čeličnim L profilima i ispunom od SikaGrout-a imaju za oko 45% veću nosivost u odnosu na kontrolnu grupu. Ukoliko se uporede vrednosti sila loma spregnutih stubova može se uočiti da je razlika relativno mala, što navodi na zaključak da je povećanje razmaka veznih limova sa

$e=10\text{cm}$ na $e=15\text{cm}$ u manjoj meri je uticalo na smanjenje nosivosti stuba. Pad sile je u tom slučaju svega 3%, što se može smatrati zanemarivim.

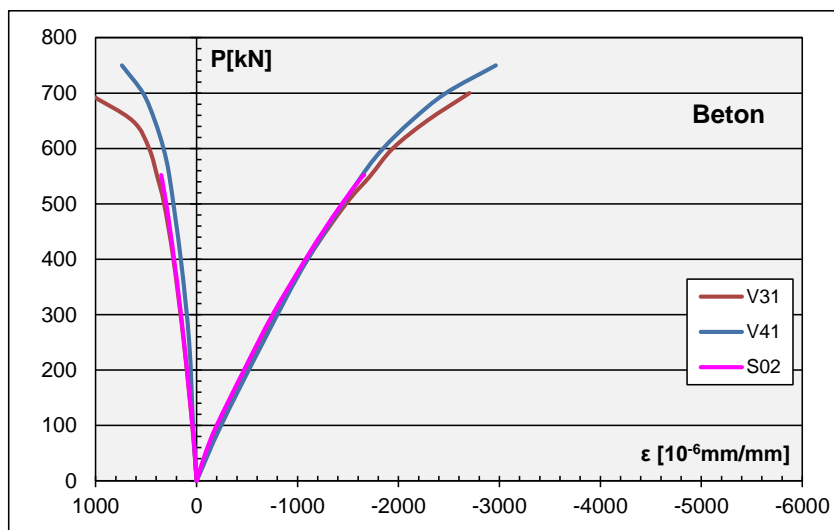
Prilikom ispitivanja svih šest modela stubova spregnutog poprečnog preseka pokazalo je gotovo identično ponašanje. Do loma, odnosno gubitka nosivosti, dolazilo je usled razvoja prslina u ispuni, i usled kombinacije drobljenja betona i poprečnog razvlačenja veznih limova na mestu unosa sile pri krajevima stuba. Neposredno pre dostizanja granične nosivosti došlo je do delimičnog utiskivanja čeličnih pločica za prenos opterećenja u stub, ali opterećenje nije direktno prenošeno na čelični kavez, jer nije došlo do kontakta sa pločom hidraulične prese. Prirast nosivosti nakon utiskivanja prenosnih pločica je relativno mali. Na osnovu opisanog ponašanja zaključuje se da je do popuštanja veze između pojedinih delova spregnutog preseka došlo na kontaktu između AB stuba i ispune. Vrednost sile loma osnovnog AB stuba, uzimajući u obzir napone zatezanja u betonu ispune, određena računskim putem vrlo je bliska eksperimentalno registrovanoj vrednosti, tako da nosivost AB stuba određuje graničnu silu stuba spregnutog preseka. Na slikama 4.87 prikazani su uz modeli stubova ojačani čeličnim kavezima uz karakteristične prsline na krajevima stuba.



Slika 4.87 Modeli stubova ojačani čeličnim kavezima

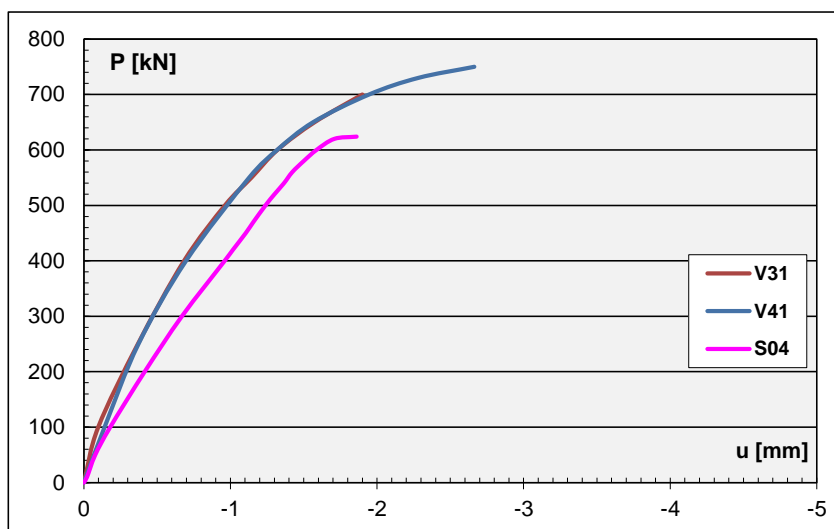
4.3.3. Stubovi ojačani visokovrednim zavrtnjima

Ojačavanje AB stuba poprečno postavljenim prednapregnutim zavrtnjevima vršeno je za dve grupe modela. Kod ovih modela variran je razmak i broj zavrtnjeva na jednom uzorku. Prva grupa modela ojačana je sa tri, a druga grupa sa četiri para VV zavrtnjeva. Zavrtnji su postavljeni na krajevima stuba, dok je preostali broj ravnomerno raspoređen po visini uzorka. Na slici 4.88 uporedno su prikazani dijagrami podužnih i poprečnih dilatacija na betonu osnovnog AB stuba za karakteristične modele obe grupe ojačane zavrtnjima, a prikazane su i deformacije za kontrolni uzorak S02. Kao što se može videti sa dijagrama, i stubovi kontrolne grupe i ojačani stubovi ponašali su se identično. Specifične dilatacije u betonu, za poprečni i podužni pravac, za obe grupe sa ojačanjima vrlo su bliske u odnosu na uzorke kontrolne grupe. Ojačani stubovi postigli su više vrednosti graničnih dilatacija i veću nosivost. Modeli stubova sa različitim brojem zavrtnjeva pokazali su gotovo identično ponašanje sve do loma. Uzorak V41 iskazao je nešto kruće ponašanje u fazi loma, što je imalo za posledicu više granične deformacije u poređenju sa modelom V31. Mada, razlika između modela je relativno mala tako da se može smatrati da obe grupe imaju gotovo identično ponašanje uz karakterističan naponsko-deformacijski odgovor oblika kvadratne parabole. U domenu eksploatacionih stanja, što odgovara sili do $P=400\text{kN}$, ponašanje je gotovo potpuno pravolinijsko, dok je odstupanje između modela sa ojačanjem i bez ojačanja nepostojeće. Odnos glavnih dilatacija u betonu je konstantan i identičan sve do loma kod modela sve tri posmatrane grupe.



Slika 4.88 Dijagram promene sile i specifičnih dilatacija u betonu

Na slici 4.89 uporedno su prikazani dijagrami zavisnosti normalne sile u odnosu na podužno skraćenje za dva modela stuba ojačana VV zavrtnjima i jednog modela stuba kontrolne grupe. Uočava se da je ponašanje ojačanih modela stubova gotovo potpuno identično sve do loma. Svi modeli u domenu eksploatacionog opterećenja imaju izraženo linearno ponašanje i vrlo bliske vrednosti deformacija. U poređenju sa kontrolnom grupom modeli ojačani zavrtnjima imaju višu krutost i u stanju su da pretrpe nešto više deformacije pre gubitka nosivosti.



Slika 4.89 Dijagrami zavisnosti aksijalne sile i skraćjenja modela stubova

Gubitak nosivosti uzorka kod obe grupe sa VV zavrtnjima nastaje na sličan način. Pri sili $P=500\text{kN}$ dolazi do nastanka prvih prslina u betonu, neposredno u zoni gornjeg i donjeg metalnog sklopa za utezanje, i njihovo napredovanje po visini modela stuba. Trenutak nastanka prslina na dijagramu 4.89 nije naročito izražen. Daljim povećanjem opterećenja nastavlja se prirast deformacija i dalji razvoj prslina uz pojavu prvih pukotina i oljuskavanja zaštitnog sloja. Dodatno povećanje sile prihvata osnovni AB stub sve dok se ne dostigne njegova pritisna čvrstoća, kada dolazi do loma uzorka. Kao i kod modela ojačanih čeličnim cevima, uvećana čvrstoća betona na pritisak pri troosnom naponskom stanju određuje nosivost stuba. Prema svemu prikazanim zaključuje se kako graničnu nosivost modela stuba određuju sila pritezanja, broj zavrtnjeva, kao i nosivost osnovnog AB stuba. Ni kod jednog

modela sa ojačanjem nije primećeno otvaranje veze na kontaktu prenosnih pločica sa AB stubom, niti je uočeno razvlačenje VV zavrtnjeva ili pucanje i svlačenje navrtki.

U tabeli 4.31 prikazane su prosečne vrednosti graničnih sila za modele stubova kontrolne grupe i za dve grupe ojačane prednapregnutim zavrtnjima, a date su još i vrednosti koeficijenta povećanja nosivosti ojačanog stuba (k_s) u poređenju sa kontrolnim stubom.

Tabela 4.31 Granične sile modela stubova ojačanih VV zavrtnjima

	<i>Bez ojačanja</i>	<i>Zavrtnji n=3 kom.</i>	<i>Zavrtnji n=4 kom.</i>
P_u [kN]	592.0	709.3	759.0
k_s [-]	–	1.20	1.28

Analizom vrednosti iz tabele uočava se kako AB stubovi ojačani pritezanjem tri para VV zavrtnjeva imaju za oko 20% veću nosivost u odnosu na kontrolnu grupu. Modeli ojačani sa po četiri para zavrtnjeva imaju za oko 30% višu nosivost. Ukoliko se uporede vrednosti graničnih sila stubova sa ojačanjem može se uočiti da je razlika oko 10%, što navodi na zaključak da je povećanje broja VV zavrtnjeva uticalo na dodatno povećanje nosivosti stuba. Kod realnih konstrukcija povećanje nosivosti stubova bi verovatno moglo biti i veće s obzirom na proporcionalno manje dimenzije otvora kroz kojih se postavljaju zavrtnji.

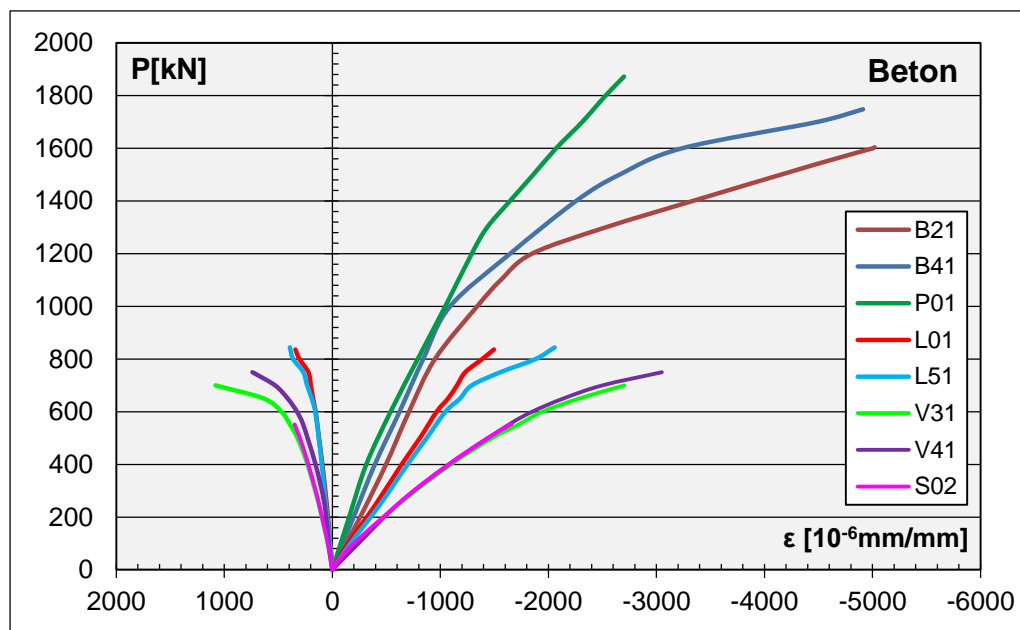
Svih šest modela stubova sa ojačanjem, prilikom ispitivanja, pokazalo je potpuno identično ponašanje. Do loma, odnosno gubitka nosivosti, dolazilo je nakon razvoja i propagacije prslina u osnovnom AB stubu. Neposredno pre dostizanja granične nosivosti došlo je do pucanja i oljuskavanja zaštitnog sloja na celoj dužini između metalnog sklopa za utezanje. Na slici 4.105 prikazani su uz modeli stubova ojačanih VV zavrtnjima uz karakteristične prsline i pukotine između prenosnih pločica.



Slika 4.90 Modeli stubova ojačani VV zavrtnjima

4.3.4. Uporedni pregled rezultata svih grupa

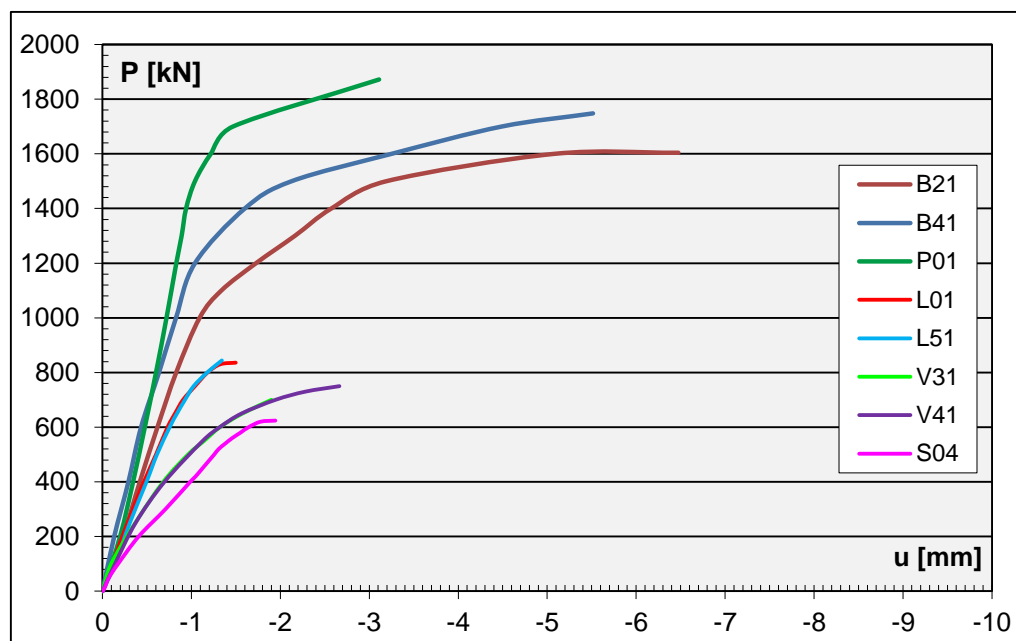
Prikazano eksperimentalno istraživanje obuhvatalo je proveru mogućnosti ojačavanja AB stuba različitim načinima. Povećanje nosivosti stuba vršeno je čeličnim cevima, čeličnim kavezima od L profila mestimično spojenih veznim limovima i poprečno postavljenim prednapregnutim visokovrednim zavrtnjima. Za svaki od pomenutih načina ojačavanja vršeno je variranje određenih parametara. Dijagrami specifičnih dilatacija na betonu osnovnog AB stuba za sve grupe stubova sa ojačanjem prikazani su na slici 4.91. Takođe, prikazane su dilatacije i za uzorak kontrolne grupe, tj. model bez ojačanja.



Slika 4.91 Dijagram promene sile i specifičnih dilatacija u betonu

Uočava se da stubovi kontrolne grupe i stubovi ojačani VV zavrtnjima imaju gotovo potpuno isto ponašanje, s tim što su uzorci sa ojačanjem bili u stanju da prihvate više opterećenje uz više deformacije. Modeli stubova ojačani čeličnim profilima, u poređenju sa kontrolnom grupom, imali su veću početnu krutost, tako da su za iste vrednosti graničnih deformacija postigli višu nosivost. Kod modela stubova ojačanih čeličnim cevima podužne specifične dilatacije u betonu pri graničnom opterećenju za sve uzorke su znatno više u odnosu na modele svih ostalih grupa. Ovako ponašanje je direktna posledica veće duktilnosti preseka dobijenih sprežanjem čeličnih cevi, ispune od betona i osnovnog AB stuba. Takođe, početna krutost i granična nosivost ovih uzoraka je značajnije veća.

Na slici 4.92 uporedo su prikazani dijagrami zavisnosti normalne sile u odnosu na podužno skraćenje za modele stubova svih grupa.



Slika 4.92 Dijagrami zavisnosti aksijalne sile i skraćenja modela stubova

Kao i na prethodnom dijagramu, uočava se da su modeli spregnutog preseka od čelične cevi i betona u stanju da pretrpe značajno više deformacije pre gubitka nosivosti. U domenu eksploatacionih dejstava, što podrazumeva polovinu od graničnog opterećenja, svi modeli ojačani na isti način imaju gotovo potpuno identično ponašanje i vrlo bliske vrednosti deformacija.

U tabeli 4.32 date su prosečne vrednosti graničnih sila za modele stubova svih osam grupa, a prikazane su još i vrednosti koeficijenta povećanja nosivosti ojačanog stuba u poređenju sa stubom kontrolne grupe, tj. uzorkom bez ojačanja.

Tabela 4.32 Granične sile i koeficijenti povećanja nosivosti

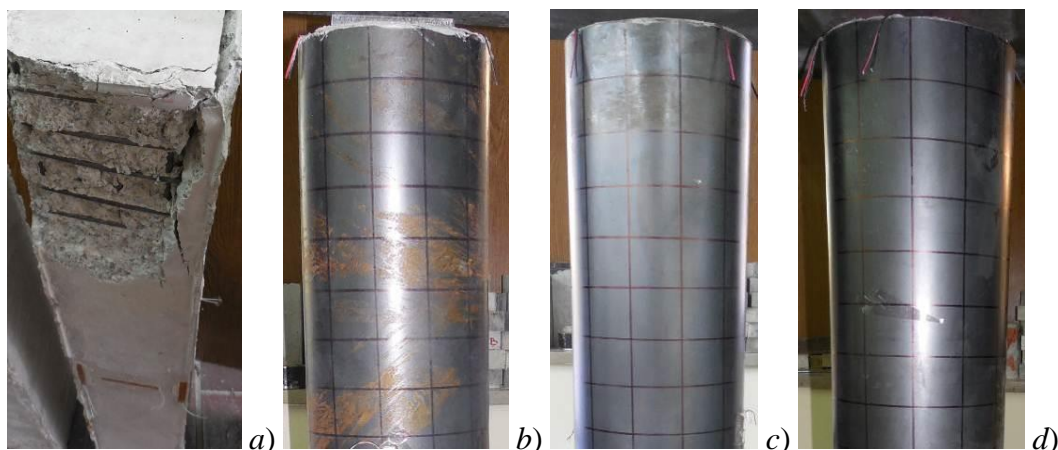
	Kontrolni uzorci	Cev - Ispuna 1 C20/25	Cev - Ispuna 2 C40/50	Cev - Ispuna 3 Polimag	Kavez - Razmak e=15cm	Kavez - Razmak e=10cm	VV zavrtnji n=3kom.	VV zavrtnji n=4kom.
P_u [kN]	592.0	1600.0	1709.3	1864.0	838.0	856.0	709.3	759.0
k_s [-]	–	2.70	2.90	3.20	1.42	1.45	1.20	1.28

Iz prikazanih vrednosti uočava se da armiranobetonski stubovi ojačani sprežanjem sa čeličnim cevima imaju od 2.7 do 3.2 puta veću nosivost od modela kontrolne grupe. Ovako izraženo povećanje graničnog opterećenja uzrokovano je značajno povećanom površinom betonskog dela preseka, od preko 90%. Na povećanje nosivosti uticala je i čelična cev svojom površinom i znatno višim modulom elastičnosti, kao i efektom utezanja preseka usled sprečavanja bočnih deformacija betona. Razlika u nosivosti između modela ovih grupa je relativno mala.

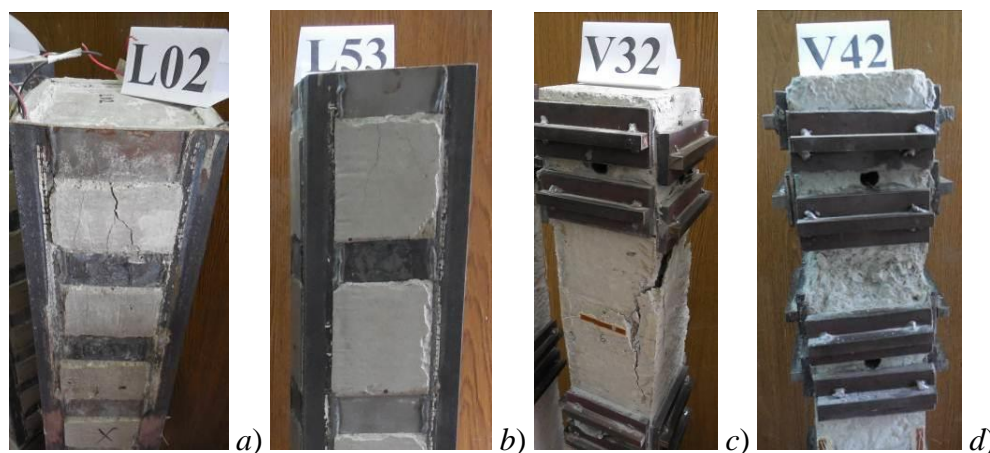
Modeli ojačani kavezima od L profila, veznih limova i ispunom od SikaGrout-a imaju za 1.42, odnosno 1.45 puta veću nosivost u odnosu na stubove kontrolne grupe. Razlike između sila loma stubova ojačanih na ovaj način relativno su male, tako da je smanjenje razmaka spojnih limova u maloj meri uticalo na povećanje nosivosti stuba.

AB stubovi ojačani pritežanjem sa po tri para VV zavrtnjeva imaju za oko 1.20 puta višu nosivost u odnosu na kontrolnu grupu, dok modeli ojačani sa po četiri para zavrtnjeva imaju 1.28 puta višu nosivost. Uočava se da je povećanje broja VV zavrtnjeva uticalo na dodatno povećanje nosivosti stuba za oko 10%.

Na slici 4.93 prikazani su vrhovi modela stubova nakon završenog ispitivanja. Prikazan je uzorak kontrolne grupe, kao i po jedan uzorak od svake grupe sa ojačanjem pomoću čelične cevi. Uočavaju se karakteristični načini loma modela. Kod stubova kontrolne grupe dolazilo je do podužnih prsline i pukotine koje su nastajale u zonama pri krajevima uzorka, kao što se može videti na uzorku S02 na slici 4.93-a. Nakon pucanja i odvajanja delova betona došlo je do redukcije poprečnog preseka usled čega je vrlo brzo došlo i do potpunog gubitka nosivosti modela stuba. Do gubitka nosivosti modela spregnutog preseka dolazilo je usled kombinacije lokalnog razvlačenja čelične cevi i drobljenja betona nastalog usled prekoračenja njegove pritisne čvrstoće.



Slika 4.93 Karakteristični oblici pri lomu modela a) S02 b) B21 c) B41 d) P01



Slika 4.94 Karakteristični oblici pri lomu modela a) L02 b) L53 c) V32 d) V42

Slike 4.94 prikazuju vrhove modela stubova preostalih grupa nakon završenog ispitivanja sa njihovim karakterističnim načinima loma. Kod modela sa ojačanjem od čeličnih L profila do gubitka nosivosti dolazilo je usled razvoja prslina u ispuni, kao i usled kombinacije drobljenja betona i poprečnog razvlačenja veznih limova na mestu unosa sile pri krajevima stuba. Na slici 4.94-a i 4.94-b uočavaju se prsline nastale između spojnih limova. Gubitak nosivosti uzorka kod obe grupe sa VV zavrtnjima nastajao je nakon razvoja prslina i pukotina celom dužinom između metalnog sklopa za utezanje. Neposredno pre dostizanja granične nosivosti došlo je do oljuskavanja zaštitnog sloja, zbog čega je nastajala redukcija poprečnog preseka. Na taj način je, usled neravnog otpadanja delova betona, došlo do ekscentričnog prenosa opterećenja što je dovelo da sekundarnih momenata savijanja, koji su dodatno ubrzali lom uzorka.

4.4. Zaključci

Rezultati eksperimenta u velikoj meri zavise od pretpostavki modela, što podrazumeva da se i izneti zaključci odnose na tačno definisan okvir važenja modela. Prema podacima dobijenim nakon sprovedenog eksperimentalnog–modelskog istraživanja formirani su sledeći zaključci:

- AB stubovi kontrolne grupe imaju gotovo linearnu vezu između napona i deformacija sve do neposredno pred lom. Stubovi ojačani čeličnom cevi iskazuju znatno duktilnije ponašanje i u stanju su da pretrpe veće deformacije u odnosu na klasične AB stubove. Stubovi ojačani čeličnim profilima sa spojnim limovima u poređenju sa AB stubovima imaju veću početnu krutost, tako da su, za iste vrednosti graničnih deformacija,

postigli višu nosivost. Stubovi ojačani prednapregnutim VV zavrtnjima u odnosu na uzorke kontrolne grupe imaju potpuno identični deformacijski odgovor, ali su postigli više vrednosti graničnih dilatacija i veću nosivost.

- Razlike između dilatacija AB stuba i čeličnog plašta su relativno male sve do dostizanja 25% od granične sile uzorka, što znači da je, do ovog nivoa opterećenja, očuvano potpuno sprezanje svih delova preseka. Kod modela sa čeličnim kavezima sprezanje preseka ostvareno je do 80% od nosivosti uzorka. Povećanjem opterećenja preko navedenih vrednosti došlo je do klizanja na kontaktu između ispune i AB stuba.
- Analizom bilansa sila i deformacijskih dijagrama uočeno je da celokupni poprečni presek kod svih spregnutih stubova učestvuje u prijemu i prenosu opterećenja. Transfer opterećenja između pojedinih delova spregnutog preseka ostvaren je trenjem na kontaktu dva materijala.
- Opterećenje na stub se između pojedinačnih delova spregnutog preseka deli proporcionalno ostvarenoj specifičnoj dilataciji i aksijalnoj krutosti. Deo sile koju prihvataju ispuna i osnovni AB stub u velikoj meri zavisi od pritisne čvrstoće, a samim tim i od modula elastičnosti ispune. Ovo se naročito ističe kod stubova ojačanih čeličnom cevi, gde se angažovanje AB stuba menja sa 51% na 38% kao direktna posledica povećanja pritisne čvrstoće betona.
- Kod stubova ojačanih čeličnim cevima pri eksploatacionim i graničnim nivoima opterećenja jasno je registrovano formiranje efekta obruča, tj. pojava biaksijalnog naponskog stanja u čeliku, odnosno triaksijalnog stanja napona u betonskom stubu. Odnos glavnih dilatacija čelične cevi je konstantan sve do neposredno pred lom.
- Granična nosivost AB stuba, koji se nalazi unutar čelične cevi ispunjene betonom, određena analizom dilatacija i napona se dosta dobro poklapa sa registrovanom silom. Do gubitka nosivosti stuba spregnutog preseka dolazi nakon dostizanja pritisne čvrstoće osnovnog AB stuba koja je određena sa uvećanom čvrstoćom betona usled efekta utezanja, tako da se može smatrati da je do loma spregnutog stuba došlo pri opterećenju koje izaziva slom osnovnog AB stuba.
- Nosivost armiranobetonskih stubova ojačanih sprezanjem sa čeličnim cevima se povećava za od 2.7 do 3.2 puta, što direktno zavisi od kvaliteta ispune, iako čvrstoća betona ispune u relativno maloj meri utiče na povećanje nosivosti stuba.
- Graničnu nosivost stuba ojačanog čeličnim kavezom određuju dilatacije pri zatezanju u betonu ispune, kao i nosivost samog osnovnog AB stuba. Nastankom prslina u ispuni remeti se prenos opterećenja između delova spregnutog preseka, tako da osnovni AB stub prihvata sve veći deo sile što ubrzo dovodi do gubitka nosivosti.
- Nosivost AB stubova ojačanih čeličnim L profilima i ispunom, kojom je površina betona uvećana za 38%, povećava se za oko 1.45 puta. Promena međusobnog rastojanja između veznih limova nije mogla biti adekvatno procenjena. Daljim smanjivanjem razmaka limova stub bi se svojim ponašanjem verovatno približio stubu ojačanom čeličnom cevi.
- Graničnu nosivost stuba ojačanog visokovrednim zavrtnjima određuju sila pritezanja, broj i raspored zavrtnjeva, kao i nosivost osnovnog AB stuba, koja je određena sa uvećanom čvrstoćom betona usled bočnih napona pritiska.
- Nosivost AB stuba ojačanog VV zavrtnjima povećava se za 1.20, odnosno 1.28 puta, što direktno zavisi od broja zavrtnjeva. Kod realnih konstrukcija povećanje nosivosti

stubova bi verovatno bilo i veće s obzirom da bi dimenzije otvora kroz kojih se postavljaju zavrtnji bile proporcionalno manje.

- Do loma, kontrolnih AB stubova dolazilo je usled pucanja i mrvljenja betona na mestu unosa sile, dok do loma stubova ojačanih čeličnim cevima dolazi usled kombinacije drobljenja betona i lokalnog razvlačenja zida cevi na mestu unosa sile pri krajevima stuba. Kod stubova ojačanih čeličnim kavezom do loma dolazi usled razvoja prslina u ispuni, i usled kombinacije drobljenja betona i poprečnog razvlačenja veznih limova na mestu unosa sile pri krajevima stuba. Do loma stubova ojačanih VV zavrtnjima dolazi nakon razvoja i propagacije prslina u osnovnom AB stubu.

Računsko modeliranje

5

5. RAČUNSKO MODELIRANJE

5.1. Uvod

Nakon izvršenih eksperimentalnih ispitivanja izvršeno je upoređenje dobijenog odgovora eksperimentalnog modela sa raspoloživim proračunskim modelima. U ovom poglavlju prikazani su rezultati proračuna nosivosti razmatranih stubova prema propisima Evrokod 4 i prema numeričkom modelu razvijenom na bazi metode konačnih elemenata (MKE). Propisima EC4 nisu direktno obuhvaćeni AB stubovi ojačani čeličnim cevima ili kavezima, ali može se smatrati kako ojačan stub ima slično ponašanje kao stub spregnutog preseka od čelika i betona. Stubovi ojačani prednapregnutim poprečno postavljenim zavrtnjima nisu direktno obuhvaćeni ni jednim propisima. Modeliranje metodom konačnih elemenata omogućava da se, uz primenu odgovarajućeg računarskog softvera, prikaže što je moguće realnije stanje testiranog modela. Na ovaj način je moguće, pravilnim formiranjem modela, izvršiti proveru svih parametara bez potrebe za izradom skupih i komplikovanih eksperimentalnih modela. U poslednjem delu poglavlja dat je predlog za proračun granične nosivosti za sve analizirane modela stubova.

5.2. Proračun nosivosti stuba spregnutog preseka primenom propisa Evrokod 4

Prikaz analize nosivosti aksijalno opterećenih stubova primenom evropskih propisa za spregnute konstrukcije od čelika i betona EC4 [46] dat je u poglavlju 2 ovog rada. Analiza je izvršena za stubove kružnog poprečnog preseka, kao i za stubove ojačane čeličnim kavezom od ugaonika i veznih limova. Za proračun nosivosti spregnutog stuba primenjena je uprošćena metoda proračuna uz ispunjenje određenih uslova, koji su detaljno navedeni u poglavlju 2.

Nosivost na pritisak potpuno plastifikovanog spregnutog poprečnog preseka stuba ($N_{pl,Rd}$) određuje se kao zbir odgovarajućih nosivosti pojedinih komponenti preseka:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_a f_y}{\gamma_a} + 0.85 \frac{A_c f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_s f_{sk}}{\gamma_s} \quad (5.1)$$

U slučaju šupljih profila ispunjenih betonom plastična nosivost preseka na pritisak računa se iz:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_a f_y}{\gamma_a} + \frac{A_c f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_s f_{sk}}{\gamma_s} \quad (5.2)$$

Karakteristične vrednosti plastične nosivosti na aksijalni pritisak ($N_{pl,Rk}$) računaju se iz prethodnih izraza ako se umesto proračunskih čvrstoća materijala koriste karakteristične.

$$N_{pl,Rk} = A_a f_y + 0.85 A_c f_{ck} + A_s f_{sk} \quad (5.3)$$

$$N_{pl,Rk} = A_a f_y + A_c f_{ck} + A_s f_{sk} \quad (5.4)$$

Za kratkotrajno opterećenje efektivna krutost preseka ($(EI)_{eff}$) iznosi:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + 0.6 E_{cm} I_c \quad (5.5)$$

Kritična elastična sila (N_{cr}) za model izvijanja obostrano zglobo oslonjenog štapa, proračunata sa efektivnom krutošću na savijanje je definisana kao:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{\ell^2} \quad (5.6)$$

Relativna vitkost ($\bar{\lambda}$) definiše se, uz navedeni uslov, kao:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \leq 2.0 \quad (5.7)$$

Triaksijalni efekti povećanja nosivosti betona unutar cevi se, kod kružnih šupljih profila ispunjenih betonom, mogu uzeti u obzir ukoliko je zadovoljen uslov $\bar{\lambda} \leq 0.5$. Ispunjnjem pomenutog uslova nosivost na pritisak potpuno plastifikovanog spregnutog preseka može se, proračunati preko sledećeg izraza:

$$N_{pl,Rk} = \eta_a \cdot A_a \cdot f_y + A_c \cdot f_{ck} \left[1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right] + A_s f_{sk} \quad (5.8)$$

Vrednosti koeficijenata $\eta_a = \eta_{ao}$ i $\eta_c = \eta_{co}$ date su preko izraza:

$$\eta_{ao} = 0.25(3 + 2\bar{\lambda}) \leq 1.0 \quad (5.9)$$

$$\eta_{co} = 4.9 - 18.5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2 \geq 0 \quad (5.10)$$

Dokaz nosivosti elemenata na aksijalni pritisak se svodi na zadovoljenje uslova da proračunska vrednost normalne sile koja deluje na stub bude manja od nosivosti spregnutog preseka umanjene za redukcionni koeficijent za odgovarajući model izvijanja (χ). Za aksijalno pritisnute elemente vrednost redukcionog koeficijenta za odgovarajuću relativnu vitkost i krivu izvijanja se može odredi pomoću izraza:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad (5.11)$$

$$\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (5.12)$$

Kod šupljih čeličnih profila ispunjenih betonom, sa procentom armiranja podužnom armaturom manjim od 3%, koeficijent imperfekcije iznosi $\alpha = 0.21$.

Granična nosivost štapa spregnutog preseka redukovana za odgovarajući model izvijanja računa se kao:

$$N_{u,EC4} = \chi \cdot N_{pl,Rk} \quad (5.13)$$

Proračun nosivosti stuba spregnutog preseka primenom uprošćene metode proračuna je opravdan ukoliko su ispunjeni određeni uslovi. Poprečni presek stuba je obostrano simetričan i konstantan po čitavoj dužini, što podrazumeva da se težišta čeličnog i betonskog dela preseka bez prslina poklapaju. Odnos visine (h) i širine (b) poprečnog preseka spregnutog stuba treba da se kreće u granicama $0.2 \leq h/b \leq 5.0$. Maksimalna površina podužne armature (A_s) koja može da se koristi u proračunima trebala bi, u odnosu na površinu betona (osnovnog stuba i ispune), da zadovolji uslove $0.3\% \leq A_s/A_c \leq 6.0\%$. Koeficijent doprinosa čelika (δ) definisan kao:

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_y / \gamma_a}{N_{pl,Rd}} \quad (5.14)$$

treba da zadovolji uslov $0.2 < \delta < 0.9$.

Svi pomenuti uslovi su ispunjeni, tako da je opravdana primena uprošćene metode proračuna nosivosti za sve grupe analiziranih modela.

5.2.1. Stubovi ojačani čeličnim cevima

Rezultati proračuna plastične nosivosti prema uprošćenoj metodi za AB stub ojačan čeličnom cevi i ispunu različitog kvaliteta prikazan je u tabeli 5.1. Pored pregleda karakterističnih vrednosti čvrstoće materijala (f), modula elastičnosti (E) i odgovarajućih parcijalnih koeficijenata sigurnosti (γ), kao i površine poprečnog preseka (A) i odgovarajućeg momenta inercije (I), u tabeli su prikazane dimenzije čelične cevi (D) i (t) i dužina stuba (ℓ). Čvrstoće betona odgovaraju jednoaksijalnoj čvrstoći cilindra koje su određene eksperimentalno.

Tabela 5.1 Proračun nosivosti stubova ojačanih čeličnim cevima

	A [cm^2]	I [cm^4]	f [MPa]	E [GPa]	γ
Cev	18.3	821	220	210	1.0
Armatura	2.3	91	500	210	1.15
AB stub	141.7	1728	38.6	27.4	1.5
Ispuna	134	4404	/	/	1.5
ℓ [cm]	90	t [mm]	3	D [mm]	194
			B2x	B4x	P0x
f_c [MPa] (Ispuna)			24.9	46	72.2
E_c [GPa] (Ispuna)			23.3	32.1	36.8
$N_{pl,Rd}$ [kN] (Prema (5.2))			1088.0	1276.5	1510.6
$N_{pl,Rk}$ [kN] (Prema (5.4))			1396.3764	1679.1	2030.2
ΣEI_{eff} [kNm^2]			2814.96	3047.49	3171.69
N_{cr} [kN]			34299.5	37132.8	38646.04
$\bar{\lambda}$ [-] Uslov $\bar{\lambda} < 0.5$			0.2018	0.2126	0.2292
δ [-] Uslov $0.2 < \delta < 0.9$			0.3700	0.3154	0.2665
η_{ao} [-]			0.8509	0.8563	0.8646
η_{co} [-]			1.8593	1.7347	1.5528
$N_{pl,Rk}$ [kN] (Prema (5.8))			1510.8	1784.0	2121.4
Φ [-]			0.5205	0.5239	0.5293
χ [-]			0.9996	0.9972	0.9936
$N_{u,EC4}$ [kN]			1510.2	1779.1	2107.7
$N_{exp.}$ [kN]			1604	1748	1872
$N_{exp.} / N_{u,EC4}$			1.062	0.983	0.888

U tabeli su date i granične sile loma zabeležene tokom eksperimenta, kao i odnos između eksperimentalnih i računskih vrednosti. Analizom rezultata može se uočiti da su granične sile dobijene eksperimentom, za prve dve grupe, vrlo bliske računskim nosivostima. Kod treće grupe ovo odstupanje je nešto veće, tako da je računska vrednost oko 1% viša od eksperimentalne. Ovo, nešto veće odstupanje, je verovatno posledica čvrstoće betona koja je viša od klase čvrstoće C60/75, što je granična klasa za primenu Evrokoda 4. Kada se, međutim, uporede eksperimentalne vrednosti i vrednosti plastične nosivosti na aksijalni pritisak, dobijene ako se umesto karakterističnih čvrstoća koriste proračunske vrednosti, uočava se da su vrednosti dobijene primenom Evrokoda znatno niže od eksperimentalnih. Slično ponašanje registrovano je i u slučajevima koji se odnose na analizu stubova spregnutog preseka opterećenog preko lokalne površine [80], [81] i [145].

Sve ovo navodi na zaključak da je primena evropskih propisa Evrokod 4 za proračun nosivosti AB stubova ojačanih sprežanjem sa čeličnim cevima moguća, ukoliko su ispunjeni uslovi kojima su propisi ograničeni, što je potvrđeno u radovima [77], odnosno [137].

5.2.2. Stubovi ojačani L profilima

Proračun plastične nosivosti poprečnog preseka prema uprošćenoj metodi za AB stub ojačan čeličnim ugaonicima, veznim limovima i ispunom od SikaGrout-a prikazan je u tabeli 5.2. Kao i kod prethodne grupe, u tabeli su prikazani podaci o fizičkim dimenzijama poprečnog preseka, mehaničke karakteristike materijala, sile loma zabeležene tokom eksperimenta, kao i odnos između eksperimentalnih i računskih vrednosti.

Tabela 5.2 Proračun nosivosti stubova ojačanih kavezima

	$A [cm^2]$	$I [cm^4]$	$f [MPa]$	$E [GPa]$	γ
Cev	7.0	635.6	220	210	1.0
Armatura	2.3	91	500	210	1.15
AB stub	141.7	1728	38.6	27.4	1.5
Ispuna	55	1855	65.6	31.0	1.5
				L0x	L5x
$N_{pl,Rd} [kN]$ (Prema (5.1))				776.94	776.94
$N_{pl,Rk} [kN]$ (Prema (5.3))				1048.76	1048.76
$\Sigma EI_{eff} [kNm^2]$				2154.97	2154.97
$N_{cr} [kN]$				26257.70	26257.70
$\bar{\lambda} [-]$ Uslov $\bar{\lambda} < 0.5$				0.1999	0.1999
$\delta [-]$ Uslov $0.2 < \delta < 0.9$				0.2117	0.2117
$\Phi [-]$				0.5200	0.5200
$\chi [-]$				1.0000	1.0000
$N_{u,EC4} [kN]$				1048.8	1048.8
$N_{exp.} [kN]$				856.0	838.0
$N_{exp.} / N_{u,EC4}$				0.82	0.80

Analizom rezultata uočava se da su sile dobijene eksperimentom (N_{exp}) nešto veće od plastične nosivosti na aksijalni pritisak dobijene primenom proračunskih čvrstoća materijala ($N_{pl,Rd}$). Kada se uporede eksperimentalne vrednosti i vrednosti plastične nosivosti na aksijalni pritisak, dobijene ako se umesto proračunskih čvrstoća koriste njihove karakteristične vrednosti ($N_{pl,Rk}$), uočava se da su vrednosti dobijene primenom Evrokoda i do 20% veće od eksperimentalnih. Ovakvo ponašanje je očekivano s obzirom na to da propisi smatraju da se opterećenje na stub prenosi preko celokupne površine preseka. Takođe, kavez ne obezbeđuje adekvatno utezanje betona celom visinom stuba, a i raspored čelika po visini stuba je diskontinuiran, što propisima nije obuhvaćeno. Slično ponašanje registrovano je i u radovima Adam [152] i Calderon [27].

Primena propisa Evrokod 4 za proračun nosivosti AB stubova ojačanih sprežanjem sa betonskim omotačem i kavezom od čeličnih ugaonika i veznih limova je moguća uz primenu odgovarajućih parcijalnih koeficijenata sigurnosti, odnosno koeficijenta umanjenja nosivosti (ϕ), slično kako to daju ACI propisi [3] i [4]. Regalado [153] dao je predlog za koeficijent smanjenja nosivosti od 0.6, ali se to pokazalo, kroz više eksperimentalnih istraživanja [150] [27], kao previše konzervativna vrednost.

5.3. Proračun modela metodom konačnih elemenata

Modeliranje stubova metodom konačnih elemenata izvršeno je primenom računarskog softvera ANSYS 14.5.7. To je sveobuhvatni računarski program opšte namene za proračune metodom konačnih elemenata, pomoću kojeg je moguće izvršiti statičku i dinamičku analizu modela potpuno proizvoljnog oblika uz primenu geometrijskih i materijalnih nelinearnosti.

Usvojeni model je takvih dimenzija da se rezultati dobijeni numeričkom analizom mogu direktno preneti na modele bez uvođenja korekcija prema zakonu sličnosti. Svi elementi spregnutog preseka, čelik, beton, ispuna i armatura, modelirani su sa eksperimentalno određenim mehaničkim karakteristikama. Analiza metodom konačnih elemenata predstavlja pokušaj da se, na osnovu poznavanja ulaznih parametara, što je moguće realnije opiše odgovor posmatranog sistema. Ovako dobijeni rezultati proračuna poslužiće kao ocena uspešnosti računskog modeliranja kada se uporede sa izmerenim vrednostima.

Osnovni principi za simuliranje ponašanja eksperimentalnih modela i izbor konačnih elemenata izvršen prema preporukama iz literature *Kachlakev* [73] i *Wolanski* [142], kao i prema [7], [40] i [18].

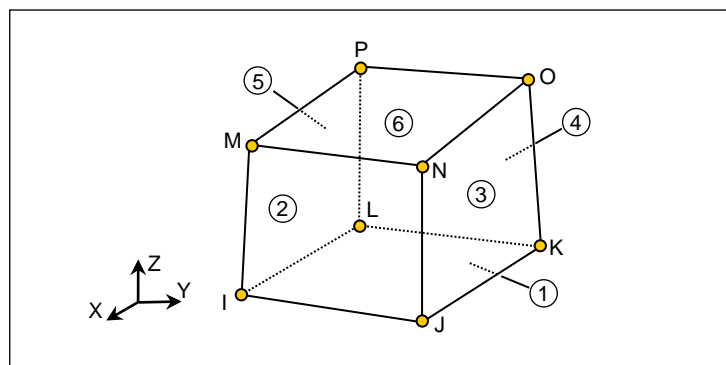
5.3.1. Primenjeni konačni elementi

Svaki materijal upotrebljen u eksperimentalnom istraživanju simuliran je odgovarajućim konačnim elementom. Primenjeni ANSYS konačni elementi u zavisnosti od vrste materijala koji simuliraju prikazani su u tabeli 5.3. Detalji opis korišćenih elemenata dat je u [10] i [117].

Tabela 5.3 Primenjeni konačni elementi

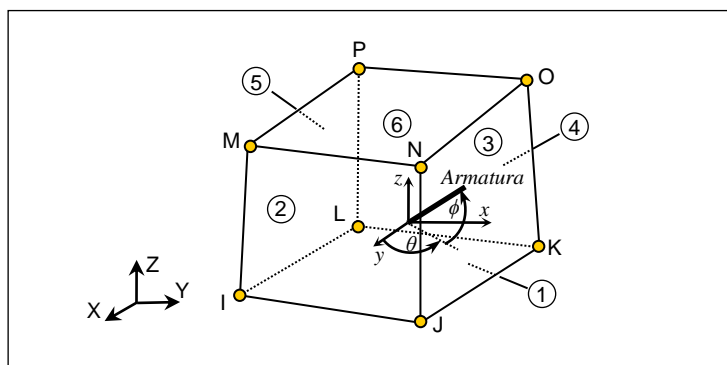
<i>Materijal</i>	<i>ANSYS Element</i>
Čelik	SOLID185
Beton	SOLID65
Armatura	LINK180

Za modeliranje čelične cevi, L profila, veznih limova i prenosnih pločica primenjen je SOLID185 konačni elementi sa osam čvorova i sa po tri stepena slobode u svakom čvoru – translacije u pravcu koordinatnih osa x , y i z . Na slici 5.1 prikazana je geometrija SOLID185 elementa sa označenim čvorovima, ravnima i koordinatnim sistemom. Ovim 3D elementom mogu se modelirati plastično i hiperplastično ponašanje, tečenje, velike deformacije i velike dilatacije.



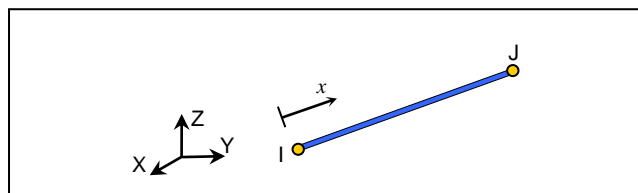
Slika 5.1 SOLID185 konačni element

Modeliranje betona osnovnog stuba i betona ispune, kao i Polimaga i SikaGrouta izvršeno je SOLID65 konačnim elementom sa osam čvorova i sa po tri stepena slobode u svakom čvoru. Geometrija SOLID65 elementa sa označenim čvorovima, ravnima i položajem armature prikazana je na slici 5.2. Ovim 3D elementom modeliraju se materijali sa izraženim nelinearnim ponašanjem, kao što su beton ili kamen, uz mogućnost analize nastanka i razvoja prslina pri zatezanju, kao i drobljenja usled sila pritiska, plastičnog ponašanja i tečenja. Pomoću ovog elementa mogu se modelirati betonske konstrukcije sa ili bez armature, koja se zadaje prema zapremini koju zauzima u konačnom elementu. Ova opcija sa tzv. "razmazanom" armaturom nije korišćena, već je armatura modelirana sa odgovarajućim linijskim konačnim elementima.



Slika 5.2 SOLID65 konačni element

Armatura u AB stubu (podužna armatura i uzengije), koji je namenjen modeliraju aksijalno zategnutih ili pritisnutih štapova. Element je definisan sa dva čvora, površinom poprečnog preseka i početnom dilatacijom. Svaki čvor ima tri stepena slobode – translacije u pravcu osa x, y i z. LINK180 element sa oznakama čvorova i koordinatnog sistema prikazan je na slici 5.3. Visokovredni zavrtnji modelirani su kao LINK8 elementi uz zadatu početnu dilataciju (Initial strain).



Slika 5.3 LINK180/LINK8 konačni element

Površine poprečnih preseka armature i viskovrednih zavrtnjeva, kao deo osobina Real constans za Link elemete, prikazane su u tabeli 5.4. Površina podužne šipke, koja se nalazi u osi simetrije, predstavlja polovinu površine šipke Ø6. Smatra se da armatura nema početnu dilataciju (ε^0), dok je dilatacija VV zavrtnja određena iz početne sile prednaprezanja od $F_{p,0}=45.0kN$ i iznosi

$$\varepsilon^0 = \frac{F_p^0}{E \cdot A} = \frac{45.0}{20000 \cdot 1.13} = 0.0020.$$

Tabela 5.4 Osobine Link elemenata

<i>Element</i>	<i>A [cm²]</i>	<i>ε^0 [-]</i>
Podužna armatura	0.28	0
Podužna armatura u osi simetrije	0.14	0
Poprečna armatura	0.13	0
VV Zavrtnji	1.13	0.0020

U računskom modelu VV zavrtnji se nalaze na osama simetrije, tako da su modelirani sa polovinom njihove stvarne površine.

5.3.2. Osobine materijala

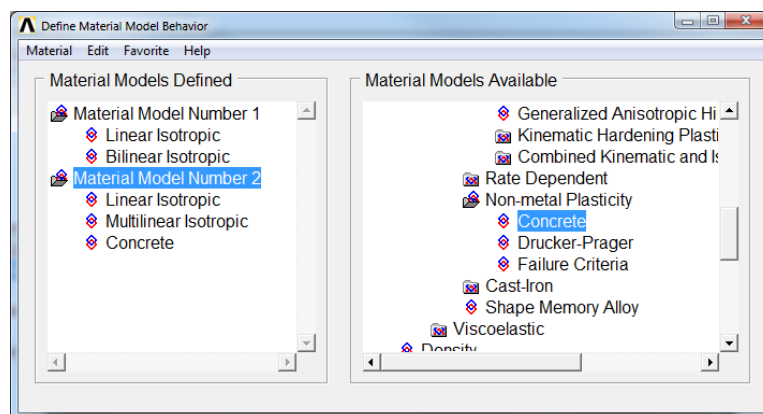
Svi materijal upotrebljeni u eksperimentalnom istraživanju opisani su odgovarajućim računskim modelom uzimajući u obzir i nelinearno ponašanje. Svaki materijal, osim VV zavrtnjeva, modeliran je sa eksperimentalno ispitanim mehaničkim osobinama.

Čelik od kojeg su izrađene cevi, L profili i vezni limovi, armatura i zavrtnji opisan je bilinearnim elastičnim – idealno plastičnim modelom bez ojačanja uz *von Mises*-ov uslov tečenja. Smatra se da materijali imaju identično ponašanje pri zatezanju i pritisku. U tabeli 5.5 prikazane su vrednosti modula elastičnosti (E_x), napona na granici tečenja/razvlačenja (f_y), *Poisson*-ovog koeficijenta (μ) i tangentsnog mogula elastičnosti (E_T).

Tabela 5.5 Osobine čelika

<i>Čelik</i>	<i>E_x [kN/cm²]</i>	<i>f_y [kN/cm²]</i>	<i>μ [-]</i>	<i>E_T [kN/cm²]</i>
Cev	21000	22	0.3	0
Ugaonici	21000	24	0.3	0
Armatura	21000	50	0.3	0
VV Zavrtnji	20000	90	0.3	0

Beton od kojeg su izrađeni osnovni AB stubovi, kao i beton za ispunu čelične cevi, Polimag i SikaGrout opisani su sa tri računski modela, i to kao linearno izotropan, multilinearan izotropan i osobinama specifičnim za opis betona (Slika 5.4 – Material Model Number 2).



Slika 5.4 Modeliranje betona

Mehaničke karakteristične za beton od kojeg su izrađeni modeli stubova kontrolne grupe i za SikaGrout prikazane su u tabeli 5.6. Date su vrednosti za jednoaksijalnu čvrstoću na pritisak (f_c) i zatezanje (f_r), modul elastičnosti (E_x) i *Poisson*-ov koeficijent (μ).

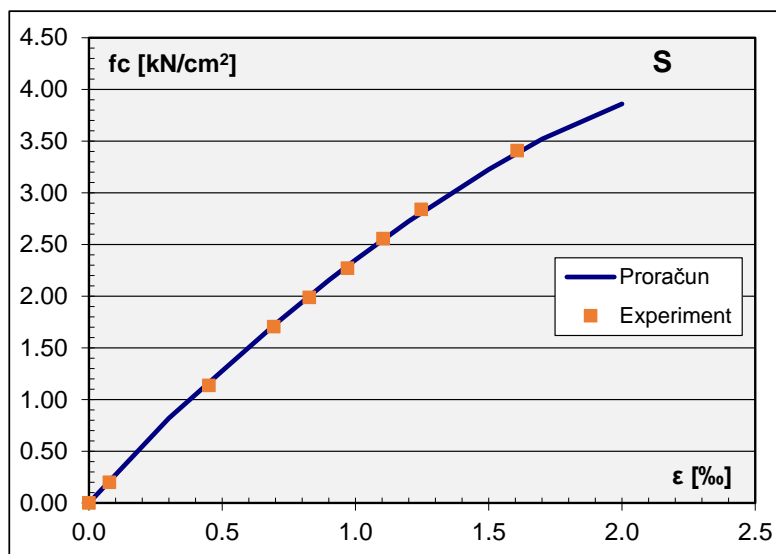
Tabela 5.6 Osobine betona kontrolne grupe

Beton	f_c [kN/cm ²]	E_x [kN/cm ²]	f_r [kN/cm ²]	μ [-]
AB stub	3.86	2740	0.385	0.2
SikaGrout	6.56	3100	0.502	0.2

Jednoaksijalna čvrstoća na zatezanje (f_r) određena je preko čvrstoće na pritisak cilindra (f_c) pomoću izraza prema [3]:

$$f_r = 0.62 \cdot \sqrt{f_c} \quad (5.15)$$

Nelinearno ponašanje betona opisano je pomoću multilinearog izotropnog modela uz *von Mises*-ov uslov tečenja. Naponsko-deformacijski dijagram, dobijen eksperimentalnim ispitivanjem na standardnim cilindrima, aproksimiran je kvadratnom parabolom uz visok stepen korelacije, a zatim su određene vrednosti napona za usvojene dilatacije. Početni nagib računskog dijagrama odgovara modulu elastičnosti (E_x) iz linearne analize, što zahteva sam program [11]. Zavisnost između napona i dilatacija kod betona osnovnog AB stuba prikazana je na slici 5.5. Na dijagramu su uporedno prikazane i eksperimentalne vrednosti.



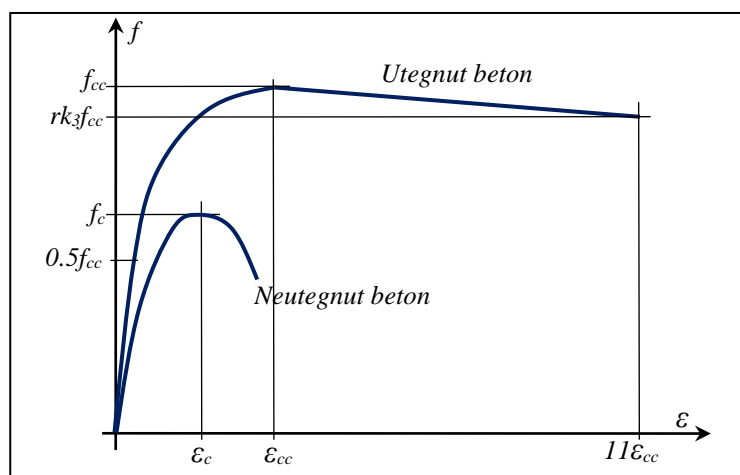
Slika 5.5 Proračunski naponsko-deformacijski dijagram

U tabeli 5.7 prikazane vrednosti napona i dilatacija, kao i odgovarajući sekantni modul elastičnosti koji su korišćeni u računskoj analizi za modeliranje betona stubova kontrolne grupe, betona kod osnovnog stuba ojačanog čeličnim kavezom i betona stuba ojačanog VV zavrtanjima, kao i za SikaGrout. Prikazana je i jednačina naponsko-deformacijskog dijagrama, kao i vrednost faktora korelacije (R) u odnosu na eksperimentalne rezultate.

Tabela 5.7 Računske vrednosti napona i dilatacija betona osnovnog AB stuba

	AB Stub			SikaGrout		
	ε [mm/mm]	f_c [kN/cm ²]	E_x [kN/cm ²]	ε [mm/mm]	f_c [kN/cm ²]	E_x [kN/cm ²]
0	0	0	0	0	0	0
1	0.0003	0.822	2740	0.0003	0.930	3100
2	0.0005	1.277	2554	0.0007	1.973	2819
3	0.0007	1.731	2473	0.0010	2.716	2716
4	0.0009	2.153	2392	0.0012	3.178	2648
5	0.0010	2.352	2352	0.0015	3.819	2546
6	0.0012	2.725	2271	0.0020	4.752	2376
7	0.0015	3.225	2150	0.0025	5.515	2206
8	0.0017	3.518	2069	0.0030	6.108	2036
9	0.0020	3.860	1930	0.0035	6.560	1874
	$f_c = -4.043 \varepsilon^2 + 27.578 \varepsilon \quad R=0.999$			$f_c = -3.401 \varepsilon^2 + 30.562 \varepsilon \quad R=0.999$		

Osobine potrebne za opisivanje nelinearnog odgovora betona kojim su ispunjavane čelične cevi određeni su za utegnute beton prema preporukama iz [39] i [67]. Dijagrami koji prikazuju računsku zavisnosti između napona i dilatacija za utegnute (Confined) i neutegnute (Unconfined) beton prema [39] prikazani su na slici 5.6. U sklopu računске analize iz ove disertacije opadajuća grana σ - ε dijagrama nije modelirana.



Slika 5.6 Naponsko-deformacijski dijagrami za utegnute i neutegnute beton [39]

Uvećane pritisne čvrstoće betona (f_{cc}) usled bočnih napona pritiska (p) određene su iz jednoaksijalnih čvrstoća betona (f_c) primenom izraza koji je predložio Richart [111]:

$$f_{cc} = f_c + 4.1p \quad (5.16)$$

Vrednost bočnog pritiska određena je na osnovu izraza koji su formulisali Hsuan-Teh i ostali u radu [67].

$$p = [0.006241 - 0.0000357(D/t)]f_y \quad (5.17)$$

Izraz (5.17) definisan je u granicama $47 \leq D/t \leq 150$, gde prečnik (D), debljina zida cevi (t) i napon čelika na granici tečenja (f_y) iznose:

$$D = 194\text{mm} \quad t = 3\text{mm} \quad f_y = 220\text{MPa}$$

Odnos usvojenih dimenzija poprečnog preseka cevi od $D/t = 65$ zadovoljava tražene uslove, tako da vrednost bočnog pritiska iznosi:

$$p = [0.006241 - 0.0000357 \cdot 65] \cdot 22 = 0.087 \text{ kN/cm}^2$$

Moduli elastičnosti za utegnuto beton (E_{cc}) određeni su iz:

$$E_{cc} = 4700 \cdot \sqrt{f_{cc}} [\text{MPa}] \quad (5.18)$$

Dilatacija pri maksimalnom naponu utegnuto betona (ε_{cc}) računa se kao:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_c \left(1 + 20.5 \frac{p}{f_c} \right) \quad (5.19)$$

Dilatacija pri jednoaksijalnoj čvrstoći betona (ε_c) ima usvojenu vrednost od 3‰ prema preporukama iz ACI318-14 [3].

Pritisna čvrstoća utegnuto betona (f) za odgovarajuću dilataciju (ε) prema [39] određena je izrazom:

$$f = \frac{E_{cc} \varepsilon}{1 + (R + R_E - 2) \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}} \right) - (2R - 1) \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}} \right)^2 + R \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}} \right)^3} \quad (5.20)$$

gde su koeficijenti

$$R_E = \frac{E_{cc} \varepsilon_{cc}}{f_{cc}} \quad R = \frac{R_E}{3} - 0.25 \quad (5.21)$$

Čvrstoća na zatezanje utegnuto betona (f_{rc}) određena je preko odgovarajuće čvrstoće na pritisak pomoću izraza prema [3]:

$$f_{rc} = 0.62 \cdot \sqrt{f_{cc}} \quad (5.22)$$

Računske vrednosti osnovnih karakteristika betona kojima su ispunjene čelične cevi određene su iz prethodnih izraza i prikazane su u tabeli 5.8.

Tabela 5.8 Osobine betona ispune

	AB stub	Ispuna 1	Ispuna 2	Polimag
f_c [kN/cm ²]	3.86	2.49	4.60	7.22
E_c [kN/cm ²]	2740	2330	3210	3680
f_{cc} [kN/cm ²]	4.22	2.86	4.96	7.58
E_{cc} [kN/cm ²]	3050	2510	3310	4090
ε_{cc} [kN/cm ²]	0.0044	0.0051	0.0042	0.0037
μ [-]	0.2	0.2	0.2	0.2
f_{rc} [kN/cm ²]	0.403	0.331	0.436	0.540

Računske vrednosti napona, dilatacija i odgovarajući moduli elastičnosti za beton, kojim se modelira ispuna cevi, date su u tabelama 5.9 i 5.10.

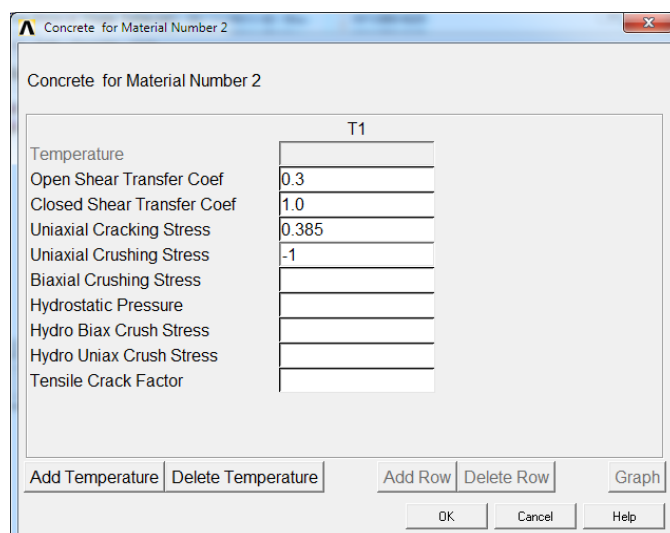
Tabela 5.9 Računske vrednosti napona i dilatacija betona ispune

	AB Stub			Ispuna 1 – C20/25		
	ε [mm/mm]	f_c [kN/cm ²]	E_x [kN/cm ²]	ε [mm/mm]	f_c [kN/cm ²]	E_x [kN/cm ²]
0	0	0	0	0	0	0
1	0.0003	0.915	3050	0.0003	0.753	2510
2	0.0005	1.342	2683	0.0005	1.017	2035
3	0.0010	2.135	2135	0.0010	1.489	1489
4	0.0015	2.795	1863	0.0015	1.880	1253
5	0.0018	3.112	1729	0.0018	2.064	1147
6	0.0020	3.296	1648	0.0020	2.171	1086
7	0.0025	3.670	1468	0.0025	2.394	958
8	0.0030	3.936	1312	0.0029	2.534	874
9	0.0044	4.215	958	0.0051	2.855	557

Tabela 5.10 Računske vrednosti napona i dilatacija betona ispune

	Ispuna 2 – C40/50			Polimag HK-04		
	ε [mm/mm]	f_c [kN/cm ²]	E_x [kN/cm ²]	ε [mm/mm]	f_c [kN/cm ²]	E_x [kN/cm ²]
0	0	0	0	0	0	0
1	0.0003	0.993	3310	0.0003	1.227	4090
2	0.0005	1.413	2826	0.0005	1.925	3849
3	0.0010	2.472	2472	0.0010	3.597	3597
4	0.0015	3.287	2192	0.0015	4.992	3328
5	0.0018	3.682	2046	0.0018	5.684	3158
6	0.0020	3.910	1955	0.0020	6.083	3041
7	0.0025	4.370	1748	0.0025	6.861	2744
8	0.0030	4.685	1562	0.0030	7.339	2446
9	0.0042	4.955	1192	0.0037	7.575	2027

Pored podataka za opis elastičnog i nelinearnog ponašanja betona potrebno je definisati i dodatne osobine karakteristične za opisivanje plastičnog ponašanja betona (Non-metal Plasticity/Concrete). Podaci se u program unose preko ulazne forme prikazane na slici 5.7. Koeficijent kojim se opisuje prenos smičućih sila (β_t) kroz otvorenu i zatvorenu prslinu definisan je u intervalu od 0 do 1. Nula predstavlja glatku površinu unutar prsline uz potpuni, dok maksimalna vrednost predstavlja slučaj kada nema gubitka smicanja kroz prslinu. Prema *Kachlakev*-u [73] i [11] preporučena vrednost koeficijenta za otvorenu prslinu je od 0.2 do 0.3, dok se za zatvorenu prslinu usvaja maksimalna vrednost koeficijenta. U proračunu su, kod svih tipova betona, usvojene vrednosti $\beta_t = 0.3$ za otvorenu, odnosno $\beta_t = 1.0$ za zatvorenu prslinu. Pored pomenutih parametara, potrebno je definisati još i jednoaksijalni napon zatezanja, kojim se određuje nastanak prsline, kao i jednoaksijalni napon loma pri pritisku, koji određuje slom konačnog elementa usled drobljenja betona. Lom betona usled čistog pritiska se uglavnom ne može desiti, jer se, zbog *Poisson*-ovog koeficijenta, u poprečnom pravcu javljaju naponi zatezanja koji dovode do nastanka prsline, odnosno do loma uzorka [73]. Iz tog razloga je, opcija loma konačnog elementa usled drobljenja betona, isključena iz analize (UniaxialCrushinStress = -1). Čvrstoća betona pri zatezanju za sve primenjene betone data je u tabeli 5.6. Preostali podaci sa ulazne forme usvojeni su u predloženim vrednostima.

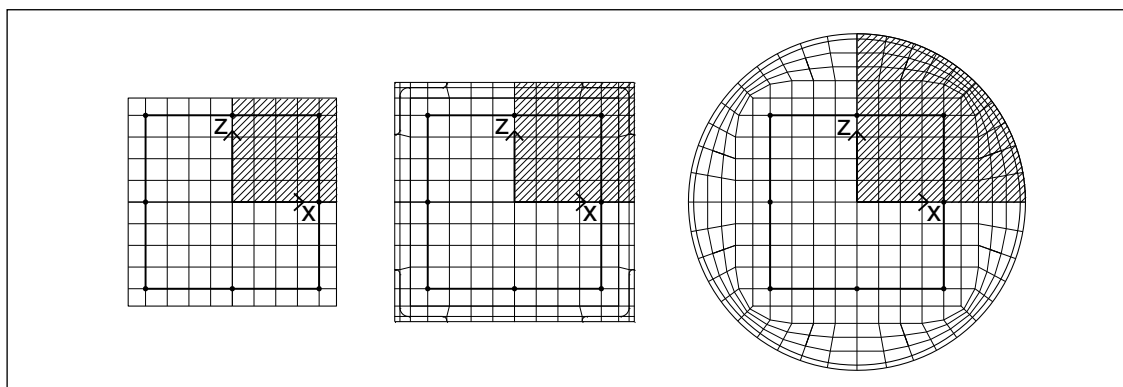


Slika 5.7 Ulazna forma za definisanje plastičnog ponašanja betona osnovnog AB stuba

Pločica za prenos opterećenja na stub modelirana je kao apsolutno kruta kako bi se opterećenje ravnomerno raspodelilo preko cele površine osnovnog AB stuba. Čelični sklop ispod VV zavrtnjeva, takođe je modeliran kao apsolutno krut.

5.3.3. Mreža i granični uslovi

Računski model sastoji se od zapreminskih elemenata sa fizičko-mehaničkim karakteristikama betona (osnovnog i ispune) i čelika (cev i ugaonici), kao i od linijskih elemenata sa karakteristikama podužne i poprečne armature. Za svaki model stuba formirana je mreža konačnih elemenata za jednu četvrtinu stuba s obzirom na dve ose simetrije poprečnog preseka koje se poklapaju sa globalnom x i z osom. Modelirane četvrtine stuba na slici 5.8 prikazane su osenčeno. Ovakav tip modeliranja uspešno je primenjen u [67], [37] i [39].

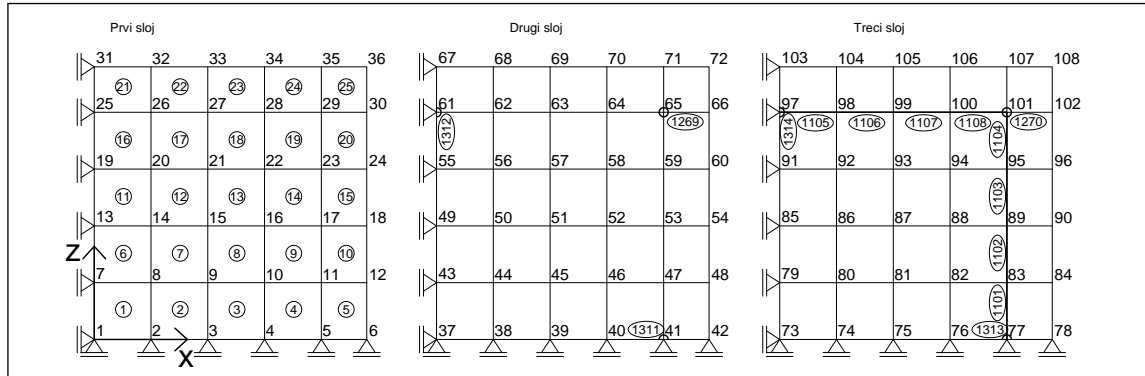


Slika 5.8 Poprečni preseci modela sa označenim modeliranim četvrtinama

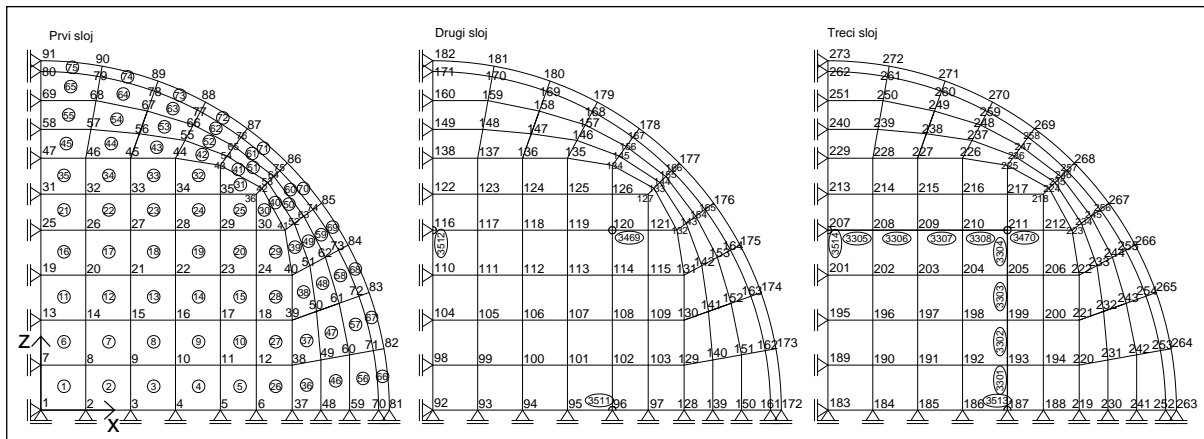
Usvojeni globalni koordinatni sistem ima početak u težištu poprečnog preseka pri dnu stuba, y -osa se poklapa sa podužnom osom stuba, dok ose x i z leže u ravni poprečnog preseka. Vrednosti napona i deformacija iz numeričke analize date su za pravce globalnih koordinatnih osa.

Granični uslovi oslanjanja definisani su tako da je kod čvorova na osi simetrije sprečeno pomeranje upravno na osu. Čvorovima osnovnog AB stuba, u preseku na donjem delu, sprečeno je pomeranje u podužnom pravcu (pravac globalne y ose), čime su simulirani uslovi oslanjanja preko čelične pločice, pošto su eksperimentalni modeli na presu postavljeni preko pomenute pločice.

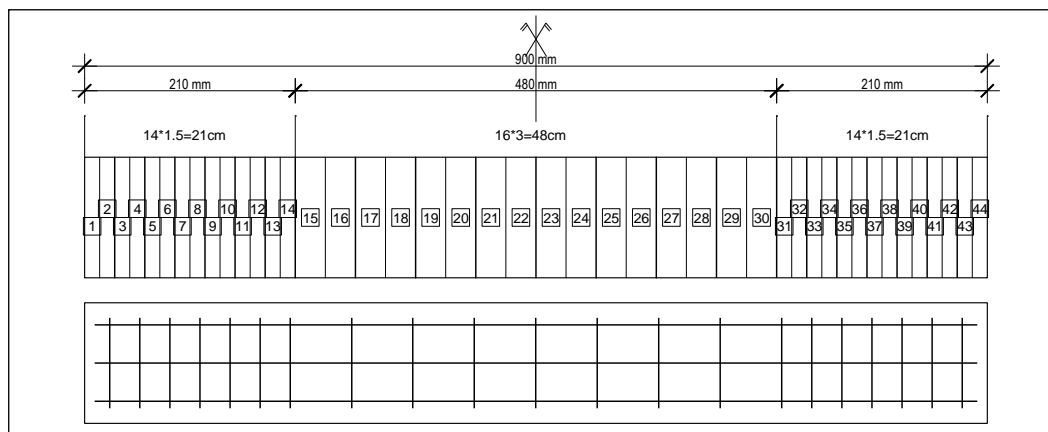
Na slici 5.9 prikazana je usvojena mreža konačnih elemenata osnovnog AB stuba sa oznakama čvorova i elementa po slojevima, dok je na slici 5.10 prikazana mreža stuba spregnutog preseka ojačanog čeličnom cevi. Ovi modeli imali su isti raspored konačnih elemenata po vertikalnim slojevima, koji je formiran tako da se opiše tačan visinski položaj uzengija (Slika 5.11).



Slika 5.9 Mreža konačnih elemenata osnovnog AB stuba



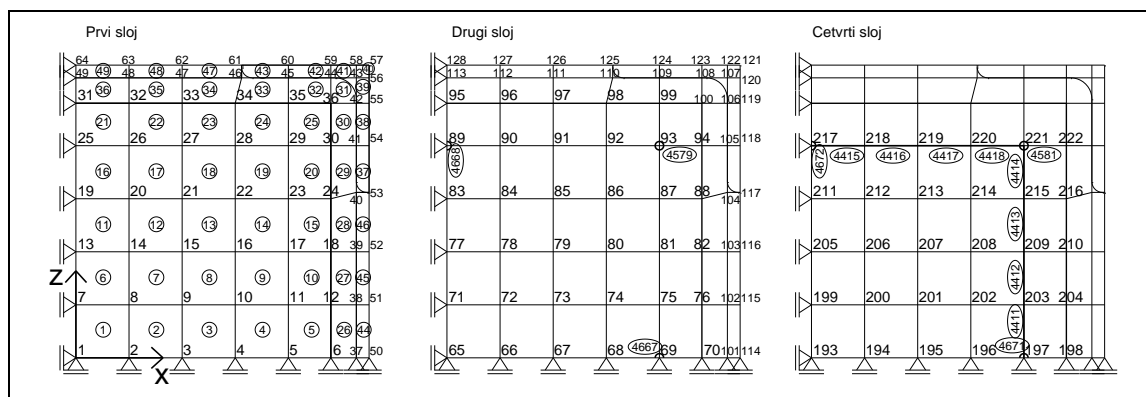
Slika 5.10 Mreža konačnih elemenata AB stuba ojačanog čeličnim plaštom



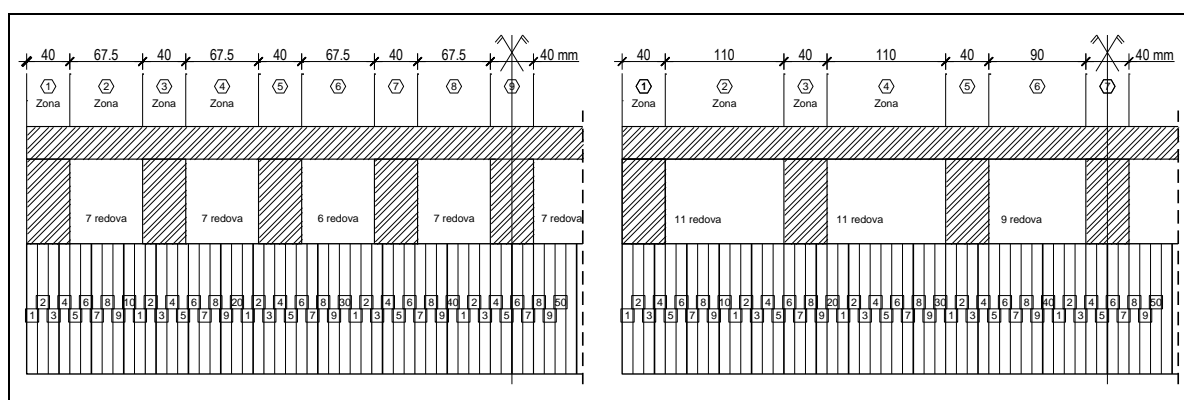
Slika 5.11 Mreža konačnih elemenata po slojevima sa prikazom armature

Usvojena mreža konačnih elemenata sa oznakama čvorova i elementa po slojevima kod modela stuba ojačanog čeličnom kavezom prikazana je na slici 5.12. Oba modela stuba ojačana na ovaj način imali su raspored konačnih elemenata po vertikalnim slojevima tako da se opiše tačan visinski položaj veznih limova i uzengija. Na slici 5.13 levo prikazana je mreža

(slojevi) konačnih elemenata modela stuba ojačanog sa 9 veznih limova, dok je na desnoj slici prikazan model sa 7 veznih limova.



Slika 5.12 Mreža konačnih elemenata AB stuba ojačanog čeličnim kavezom



Slika 5.13 Mreža konačnih elemenata po slojevima sa prikazom kaveza

Stubovi ojačani VV zavrtnjima modelirani su na isti način kao i osnovni AB stubovi kod prethodne grupe. Pločice za prenos sile sa zavrtnja modelirane su sa realnim dimenzijama, a otvori za prolaz zavrtnja nisu posebno modelirani.

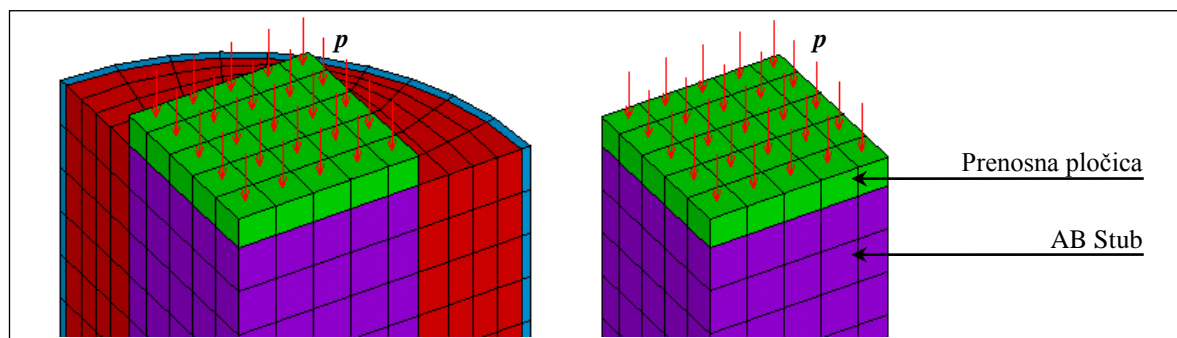
Veza između linijskih i zapreminskih 3D elemenata ostvarena je u čvorovima mreže. Usvojene mreže konačnih elemenata predstavljaju optimalnu rešenje, s obzirom na odnos između dimenzija modela, usvojene armature, čeličnog kaveza ili prečnika cevi. Pregled broja elemenata kod svih računskih modela stubova prikazan je u tabeli 5.11.

Tabela 5.11 Broj konačnih elemenata kod modela stubova

Model	Beton-Ispuna-Čelik	Armatura (Zavrtnji)	Prenosne pločice	Ukupno
AB stub	1100	294	25	1419
Stub ojačan čeličnim plaštom	3300	294	25	3619
Stub ojačan čeličnim kavezom	4410	432	25	4867
Stub ojačan VV zavrtnjima (V3x)	2250	432 (48)	745	3475
Stub ojačan VV zavrtnjima (V4x)	2250	432 (64)	985	3731

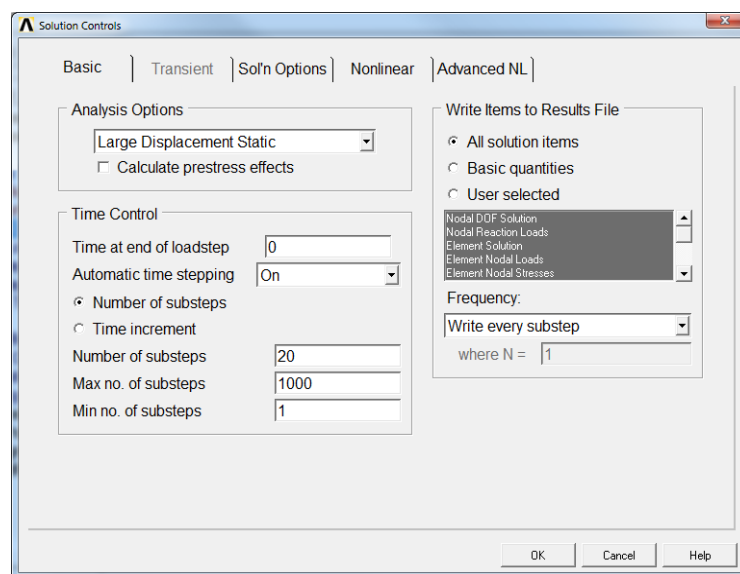
5.3.4. Opterećenje i vrste analize

Opterećenje na model stuba je usvojeno kao jednako podeljen pritisak (p), koji deluje po površini prenosne pločica na vrhu osnovnog AB stuba, kao što je prikazano na slici 5.14. Vrednost pritiska ekvivalentna je apliciranoj sili iz eksperimenta i zavisi od grupe stubova.



Slika 5.14 Opterećenje na modelu stuba

Rezultati numeričke analize prikazani su za slučaj eksploatacionog i graničnog opterećenja. U prvom slučaju izvršena je linearna analiza modela stuba koji je bio opterećen silom koja je približno jednaka polovini njegove maksimalne nosivosti. Granično opterećenje svakog modela određeno je primenom analize koja je obuhvatala i materijalne i geometrijske nelinearnosti. Opterećenje, u nelinearnoj analizi, na model je naneto u koracima – inkrementima. Nakon proračuna svakog inkrementalnog rešenja, izvršena je promena matrice krutosti modela tako da budu obuhvaćene nelinearne promene, nakon čega je vršen proračun za naredni korak. Iterativni postupak proračuna promene matrice krutosti izvršen je *Newton-Raphson*-ovim postupkom za zadanu tačnost rešenja. Primenjeni parametri za nelinearnu analizu u programu ANSYS prikazani su na slici 5.15.



Slika 5.15 Osnovni parametri za nelinearnu analizu modela kontrolne grupe

Opterećenje se na model nanosi uz opciju TimeStepping=On čime se obezbeđuje optimalna veličina koraka. Za svaki model definisan je broj koraka, kao i maksimalni i minimalni broj podkoraka. Na ovaj način omogućeno je adekvatno opisivanje nelinearnog ponašanja modela. Svaki model je proračunat sa različitim brojem početnog i maksimalnog koraka kako bi se konvergencija rezultata mogla potvrditi kroz više nezavisnih proračuna. Ostali parametri iz ulazne forme SolutionControls usvojeni su sa ponuđenim (Default) vrednostima.

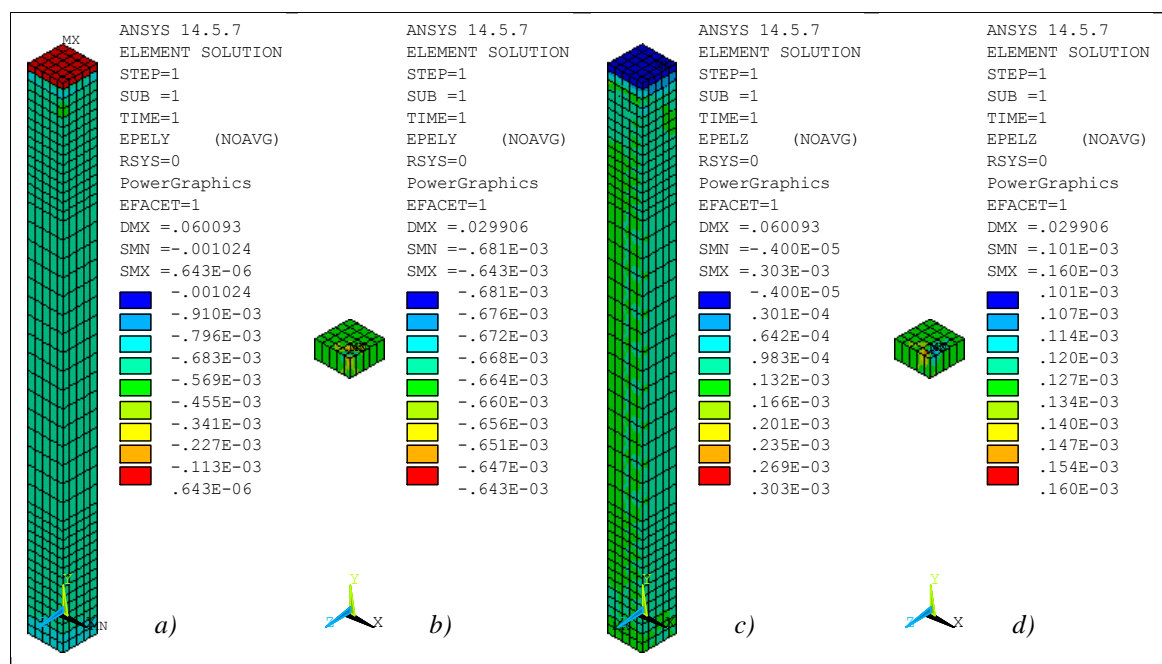
5.3.5. Rezultati proračuna

Numerička analiza modela izvršena je za dva slučaja, tj. za eksploatacione i granične uslove. U slučaju eksploatacionog opterećenja sprovedena je linearna – elastična analiza za inkrement opterećenja koji je jednak polovini vrednosti granične sile iz eksperimentalnog ispitivanja. Vrednost sile koja je korišćena u analizi napona i deformacija usvojena je tako da se rezultati proračuna direktno mogu porediti sa karakterističnim vrednostima izmerenih tokom eksperimenta. Granično stanje određeno je iz nelinearne analize, i obuhvatalo je analizu stanja napona, deformacija i specifičnih dilatacija, granično opterećenje i stanje prslina. Nelinearna računaska analiza sprovedena je nanošenjem opterećenja u koracima sve dok nije dobijeno da rezultati ne mogu da konvergiraju, usled čega je proračun obustavljen. Kvalitativna promena naponskog stanja može se sagledati sa prikazanih slika, s obzirom na to da su veličine naprezanja označene različitim bojama.

5.3.5.1. Stubovi kontrolne grupe

Modeliranje kontrolnih AB stubova, tj. stubova bez ojačanja, vršeno je radi upoređivanja rezultata numeričkih i eksperimentalnih na prostim modelima. Na ovaj način bilo je moguće izvršiti procenu primenjene metode proračuna, kao i dobijenih rezultata, pre nego što se pristupi modeliranju složenijih uzoraka.

Stanje elastičnih dilatacija (ϵ) u $[mm/mm]$ kod stuba kontrolne grupe prikazano je na slici 5.16. Specifične dilatacije određene su za vrednost sile od $P=288kN$ ($p=2.0kN/cm^2$) što iznosi 52.2% od granične sile.



Slika 5.16 Stanje elastičnih dilatacija za stub kontrolne grupe pri eksploatacionim uslovima

Na slici 5.16-a prikazano je stanje podužnih dilatacija (ϵ_y) u pravcu globalne y ose za ceo model stuba, dok su na slici 5.16-b prikazane dilatacije za isečak na polovini visine stuba. Slike 5.16-c i d prikazuju stanje poprečnih dilatacija (ϵ_z). Srednji presek odgovara položaju mernih traka na eksperimentalnom modelu. U tabeli 5.12 uporedno su prikazane računске i eksperimentalne vrednosti podužnih i poprečnih dilatacija. Uočava se da je odstupanje između merenih i računskih vrednosti za eksploatacioni nivo opterećenja u podužnom pravcu 9%, dok

je u poprečnom pravcu odstupanje 13%. Razlika u rezultatima verovatno je posledica pojave plastičnih deformacija koje linearnom – elastičnom analizom nisu mogle biti obuhvaćene.

Tabela 5.12 Vrednosti specifičnih dilatacija stuba kontrolne grupe pri eksploatacionom opterećenju [$\times 10^{-6}$ mm/mm]

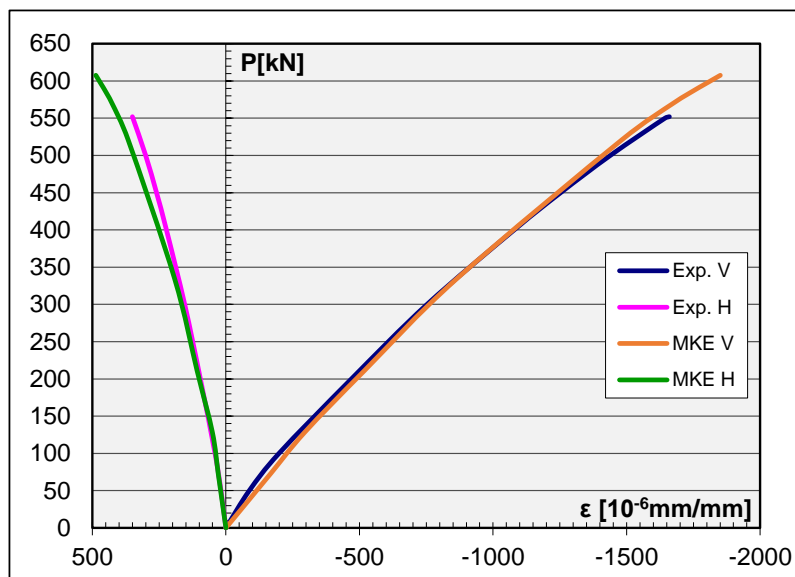
Model	Dil.	Eksp. eksperiment	MKE	$\epsilon_{Exp}/\epsilon_{MKE}$	%
S02	ϵ_y	-723.4	-689.6	1.09	+9
	ϵ_z	147.4	135.4	1.13	+13

Nelinearna analiza izvršena je za opterećenje ravnomernim pritiskom $p=5.1kN/cm^2$ koji odgovara sili od $P=734.4kN$, što je znatno više od sile loma iz eksperimenta. Primenom *TimeStep* procedure određeno je granično opterećenje za $Time=0.8274$. Ovaj inkrement opterećenja ekvivalentan je računskoj graničnoj sili od $P=0.8274 \times 734.4=607.6kN$. U tabeli 5.13 prikazane su vrednosti graničnih sila stubova kontrolne grupe dobijene eksperimentalnim putem, njihova srednja vrednost, kao i odnos između eksperimentalne i računске vrednosti. Analizirana su dva slučaja. U prvom slučaju analizirane su vrednosti za svih pet registrovanih sila, dok su u drugom slučaju iz rezultata izdvojene dve najniže sile. Uočava se da je u oba slučaja odstupanje između računске i srednje vrednosti eksperimentalnih rezultata u granicama od $\pm 3\%$, što predstavlja izuzetno dobro poklapanje vrednosti.

Tabela 5.13 Granične sile stubova kontrolne grupe

Uzorak	S01	S02	S03	S04	S05	Srednja vrednost	Računska vrednost	P_{Exp}/P_{MKE}	%
P_u [kN]	616	552	552	624	616	592.0	607.6	0.97	-3
P_u [kN]	616	-	-	624	616	618.7	607.6	1.02	+2

Uporedni prikaz specifičnih dilatacija dobijenih eksperimentalnim i računskim putem prikazan je na slici 5.17.

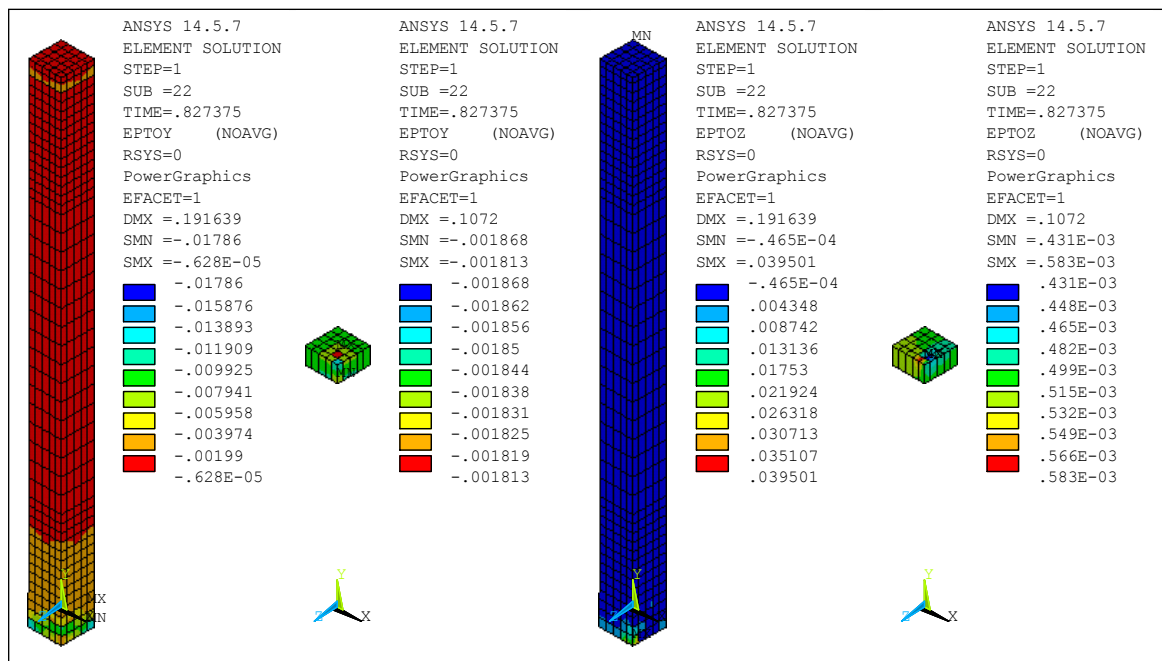


Slika 5.17 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija betona za model stuba S02

Analizirane su podužne (V) i poprečne (H) dilatacije za model stuba S02. Posmatrani stub imao je nešto nižu graničnu silu, ali je i pored toga uočeno izuzetno dobro poklapanje

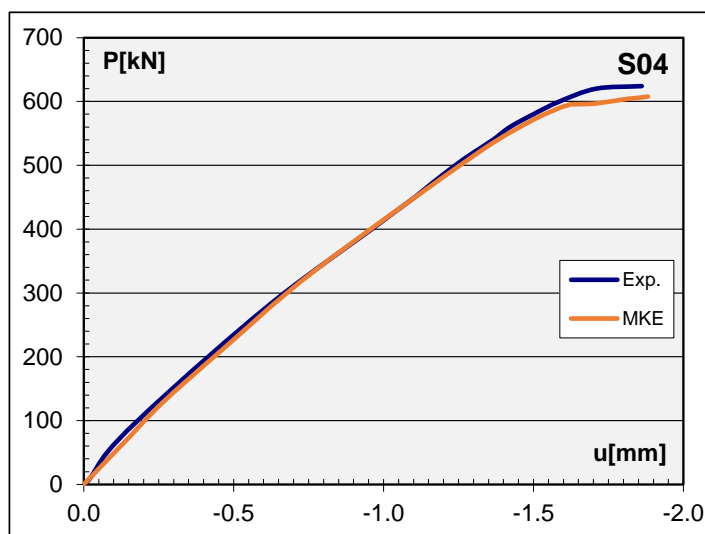
računskih (MKE) i eksperimentalnih (Exp.) vrednosti. Maksimalna računaska podužna dilatacija iznosi 1.86‰ što je u saglasnosti sa poznatim vrednostima za ovaj tip AB konstrukcija.

Zbir elastične i plastične komponente za specifične dilatacije betona predstavljen je kao totalna vrednost. Stanje podužnih dilatacija (ϵ_y) prikazano je na slici 5.18-*a* i *b*, dok je na slici 5.18-*c* i *d* prikazano stanje poprečnih dilatacija (ϵ_z). Isečci predstavljaju srednji presek koji odgovara položaju mernih traka sa eksperimentalnog modela.



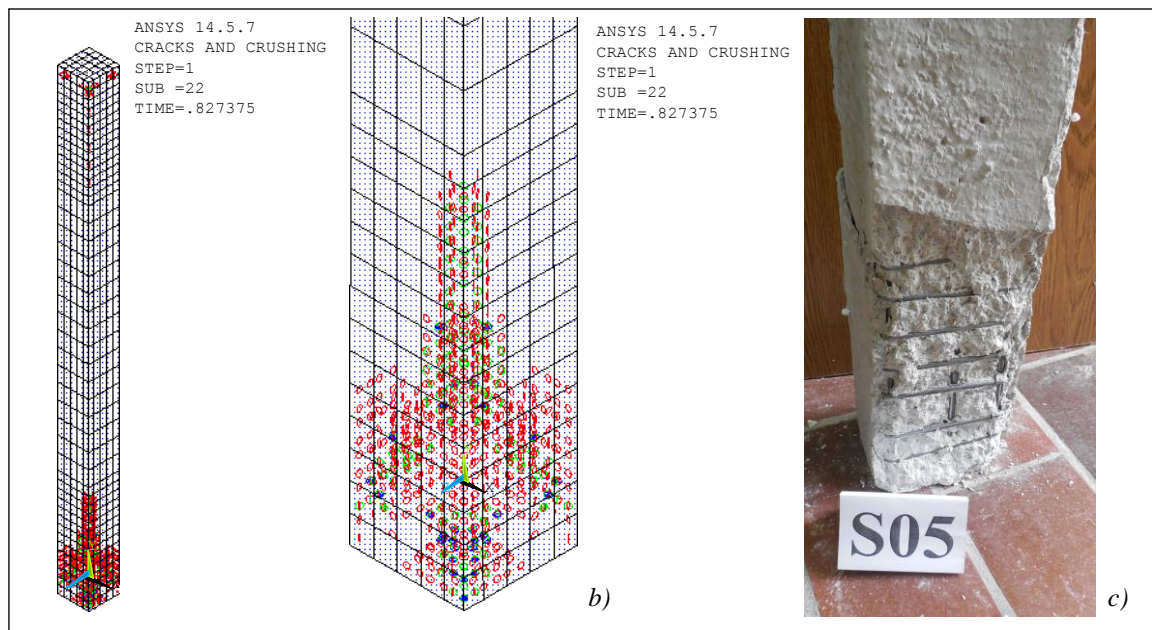
Slika 5.18 Stanje totalnih dilatacija za stub kontrolne grupe pri граничном opterećenju

Dijagrami prikazani na slici 5.19 daju zavisnosti između normalne sile (P) i promene dužine (u), odnosno skraćenja modela stuba *S04*. Uočava se da je ponašanje računskog (MKE) i eksperimentalnog (Exp.) modela stuba gotovo identično sve do loma. Sa dijagrama se vidi da je, u svim fazama opterećenja, odstupanje između vrednosti relativno malo. Model stuba u oba slučaja ima vrlo bliske sile loma i граниčne deformacije, kao i relativno linearno ponašanje gotovo do neposredno pred lom uzorka.



Slika 5.19 Dijagram zavisnosti aksijalne sile i skraćenja stuba *S04*

Stanje prslina pri lomu na računskom modelu prikazano je na slici 5.20-*a* i *b*. Različite boje prikazuju prsline koje se razvijaju u kroz pojedine inkremente opterećenja. Na slici 5.20-*c* vidi se donji deo modela stuba *S05* neposredno nakon eksperimenta. Uočava se veoma dobro poklapanje rasprostiranja prslina po visini uzorka kod računskog i eksperimentalnog modela. Važno je napomenuti da prikazan računski model predstavlja četvrtinu realnog stuba. Pojava prvih prslina uočena je pri inkrementu opterećenja za $Time=0.7094$. Ovo opterećenje odgovara računskoj sili od $P=521kN$. Prilikom eksperimentalnog ispitivanja prve podužne prsline u betonu registrovane su pri sili od oko $500kN$, što je, takođe, veoma bliska vrednost.



Slika 5.20 Stanje prslina na modelu stuba *S05*

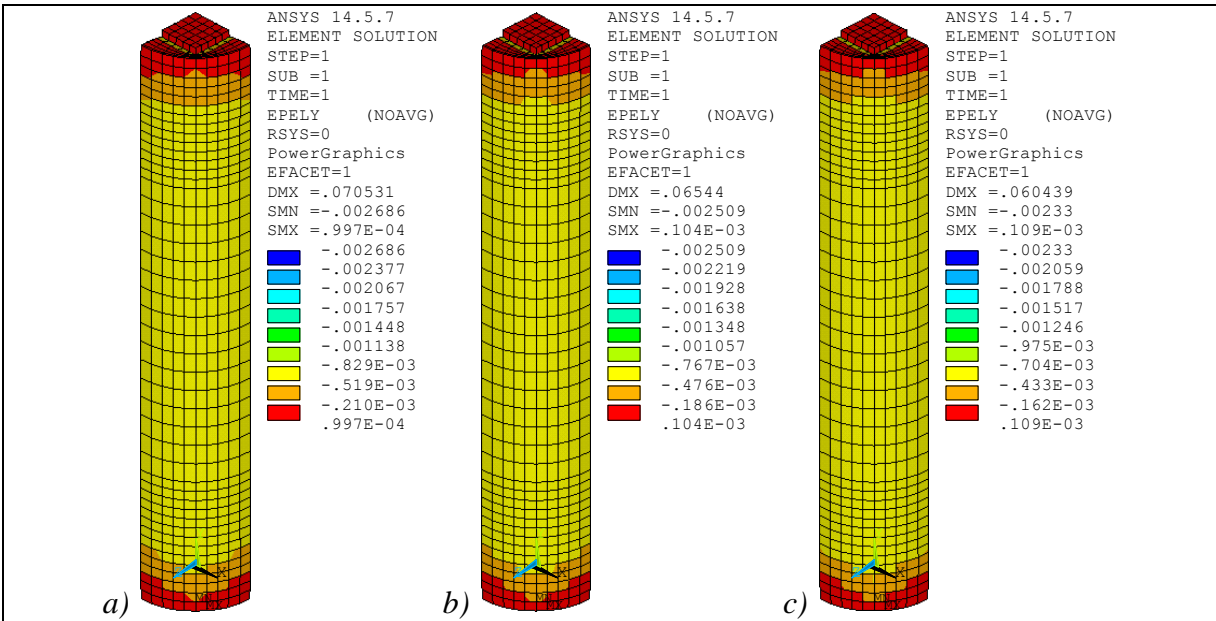
Na osnovu svega prikazanog može se zaključiti kako je model stuba kontrolne grupe izuzetno dobro modeliran i da se zaključci iz računске analize mogu adekvatno primeniti na realnim modelima. Elastičnom analizom relativno dobro se može proceniti ponašanje AB stuba pri eksploatacionim uslovima, što ne zahteva značajniji utrošak vremena i računarskih resursa. Numeričko određivanje graničnih stanja nelinearnom analizom realnije prikazuje ponašanje modela pri svim nivoima opterećenja, ali to iziskuje znatno složenije modeliranje, kao i veći utrošak računarskog vremena.

5.3.5.2. Stubovi ojačani čeličnim cevima

Modeliranje tri grupe armiranobetonskih stubova ojačanih čeličnim plaštom i ispunom od dve vrste sitnozrnog betona i Polimagom, vršeno je prema istim principima kao kod prethodne grupe. Na ovaj način bila je moguća direktna komparacija rezultata radi procene uspešnosti ojačanja AB stubova čeličnim cevima, a bilo je omogućeno i međusobno poređenje modela sa ojačanjima, kako bi se uvideli uticaji različitog kvaliteta ispune.

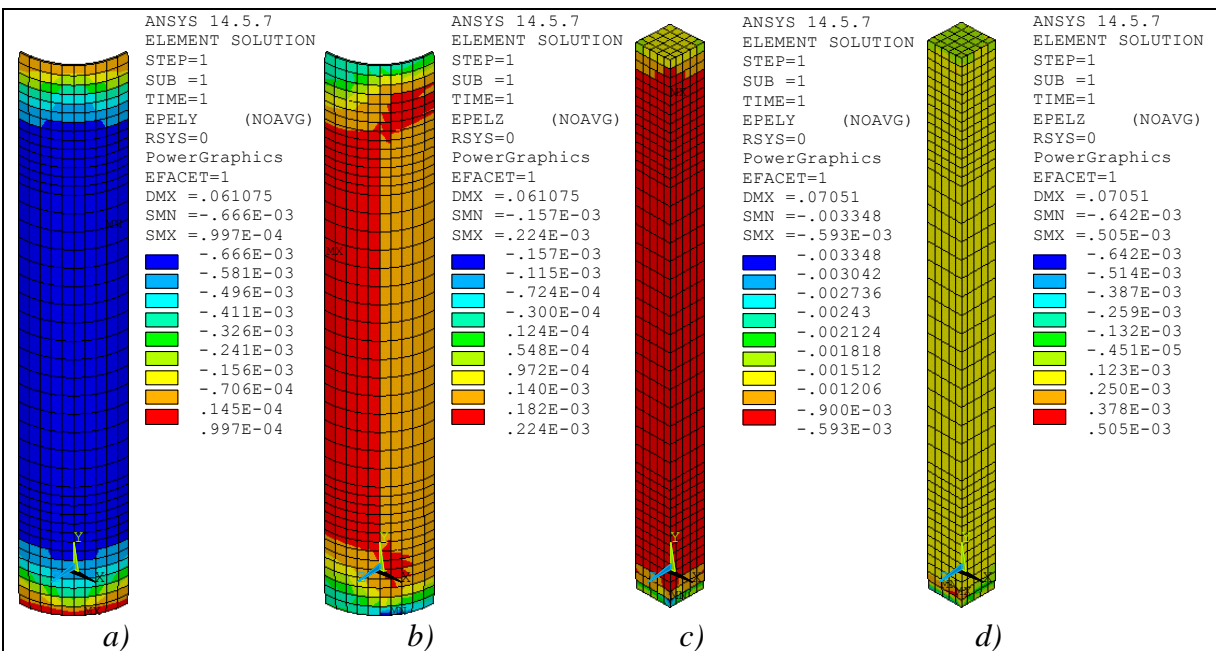
Stanje elastičnih dilatacija kod modela ojačanog stuba za sve tri grupe prikazano je na slici 5.21. Specifične dilatacije određene su za opterećenje pritiskom $p=5.56kN/cm^2$ koji je ekvivalentan sili od $P=800.6kN$, što iznosi 50% od granične sile uzorka *B21*, 47% od sile uzorka *B41* i 43% od sile uzorka *P01*. Uočava se kako je transfer opterećenja, sa prenosne pločice na stub, ostvaren na dužini od oko $10cm$ i da je celokupni poprečni presek angažovan u prenosu sile. Takođe, prenos sile sa stuba na oslonac izvršen je na gotovo potpuno identičan način i na istoj dužini od oko $10cm$. Pritisna čvrstoća betona ispune nije značajnije uticala na dužinu na kojoj je izvršen prijem i predaja sile na modelu stuba. Na osnovu prikazanog stanja

dilatacija primećuje se da dužina unošenja opterećenja nije veća od $2d$, pri čemu je d prečnik kružnog poprečnog preseka stuba, čime je ispunjen potreban uslov za proračun spregnutih preseka od čelika i betona koji zahteva Evrokod 4.

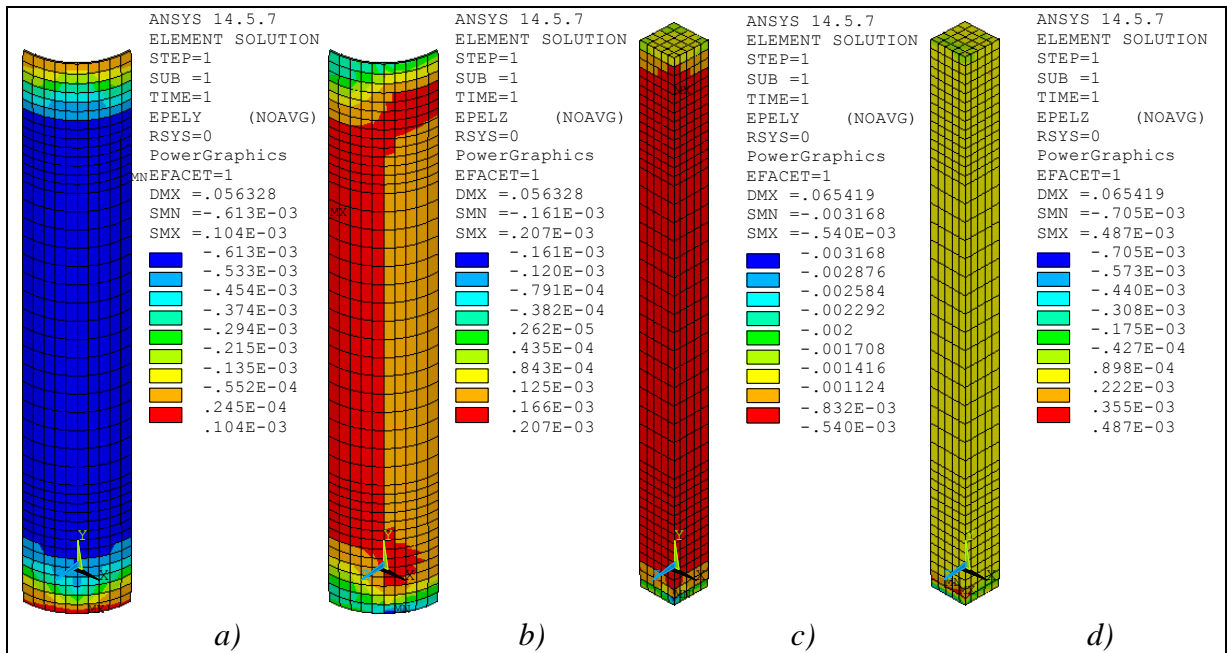


Slika 5.21 Stanje elastičnih dilatacija ϵ_y kod modela a) B21 b) B41 c) P01

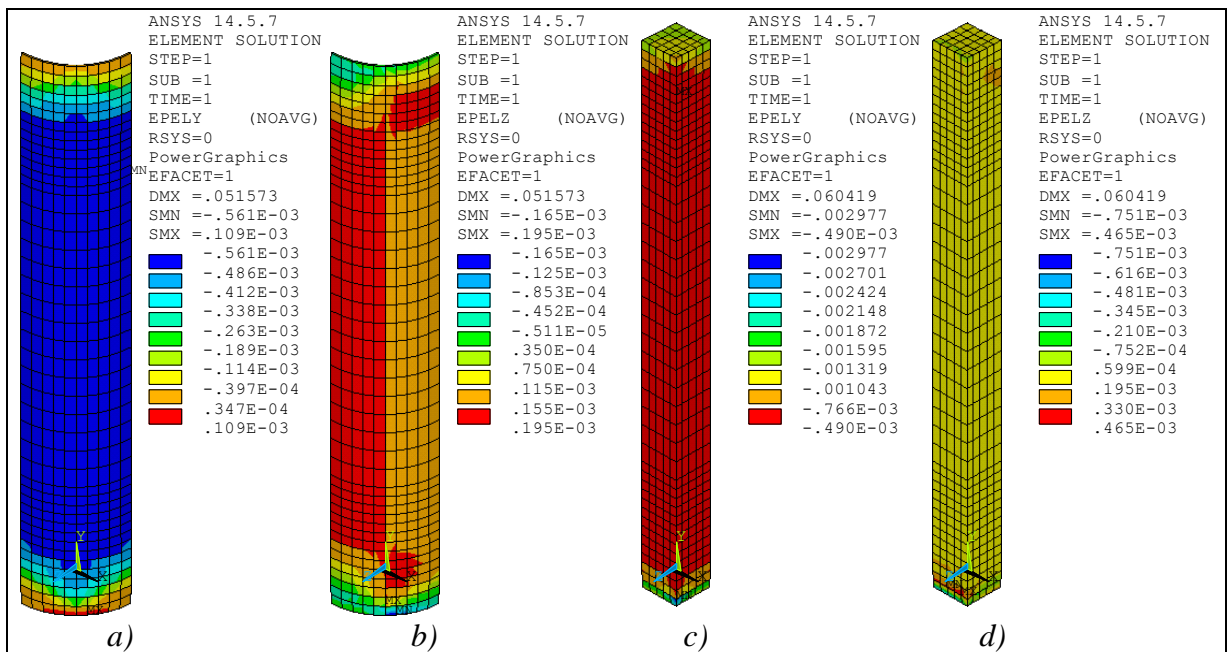
Na slikama 5.22, 5.23 i 5.24 prikazane su podužne (ϵ_y) i poprečne (ϵ_z) dilatacije na čeličnom plaštu (Slike a i b) i na betonu osnovnog AB stuba (Slike c i d) za modele B21, B41 i P01, pri eksploatacionom nivou opterećenja. Analizom vrednosti specifičnih dilatacija može se uočiti uticaj kvaliteta ispune na ponašanje modela i veličinu deformacije. Povećanjem pritisne čvrstoće betona, povećava se i aksijalna krutost preseka, što ima za posledicu niže vrednosti dilatacija. Promenom kvaliteta betona sa MB20 na MB80 poprečne i podužne dilatacije u betonu i čeliku su smanjene za oko 20%.



Slika 5.22 Stanje elastičnih dilatacija kod modela B21



Slika 5.23 Stanje elastičnih dilatacija kod modela B41



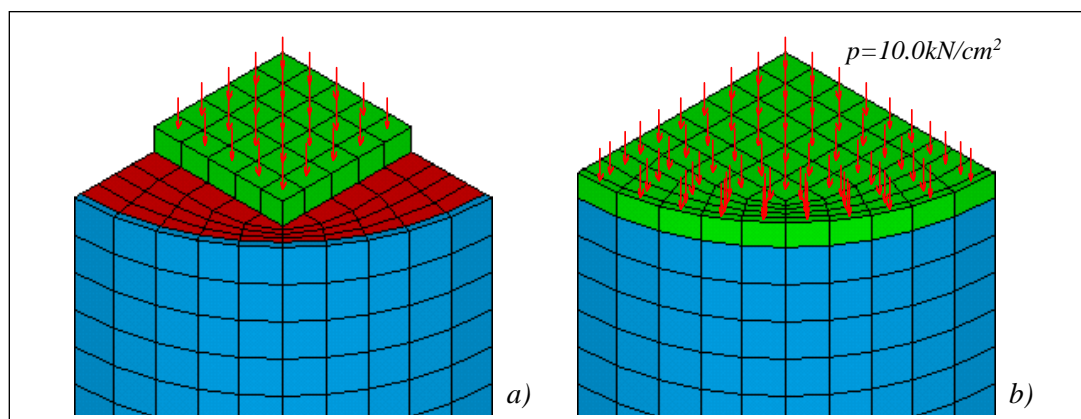
Slika 5.24 Stanje elastičnih dilatacija kod modela P01

U tabeli 5.14 uporedno su prikazane računске i eksperimentalne vrednosti podužnih i poprečnih dilatacija. Uočava se da je kod modela B21 odstupanje između merenih i računskih vrednosti za eksploatacioni nivo opterećenja u podužnom pravcu 9%, Odstupanja kod modela B41 su nešto izraženija (23%), dok je kod modela P01 uočeno najbolje poklapanje između eksperimentalnih i numeričkih vrednosti. U poprečnom pravcu odstupanja su nešto veća i kreću se od 21% kod modela B21, pa sve do 80% kod modela B41. Razlog nešto veće razlike u rezultatima kod pojedinih modela verovatno je posledica pojave plastičnih deformacija koje linearnom – elastičnom analizom nisu mogle biti obuhvaćene.

Tabela 5.14 Vrednosti dilatacija stuba pri eksploatacionim uslovima [$\times 10^{-6}$ mm/mm]

Model	Dil.	Eksperiment	MKE	$\epsilon_{Exp}/\epsilon_{MKE}$
B21	ϵ_y	-727	-666	1.09
	ϵ_z	175	144	1.21
B41	ϵ_y	-755	-612	1.23
	ϵ_z	236	131	1.80
P01	ϵ_y	-545	-558	0.98
	ϵ_z	166	120	1.38

Nelinearna analiza izvršena je za dva slučaja. U prvom slučaju opterećenje je na model ojačanog stuba uneto preko krute čelične pločice koja pokriva samo osnovni AB stub (Slika 5.25-a). Drugi slučaj obuhvatio je analizu modela kod kojeg je došlo do utiskivanja prenosne pločice i kada je opterećenje na uzorak preneto preko cele površine poprečnog preseka, što je prikazano na slici 5.25-b.



Slika 5.25 Prenos opterećenja na model stuba

Kod prvog slučaja opterećenje je bio ravnomerni pritisak $p=12.5kN/cm^2$ koji se prenosi preko površine osnovnog stuba površine $144cm^2$ što odgovara sili $P=1800kN$. Ova vrednost je znatno viša od sile pri kojoj je došlo do utiskivanja prenosne pločice tokom eksperimenta. U drugom slučaju, kada se opterećenje prenosi preko celokupne površine poprečnog preseka od $295cm^2$, ravnomerno podeljen pritisak $p=10.0kN/cm^2$ odgovara sili $P=2950kN$, što je značajno više od granične sile iz eksperimenta. Razmatrani su i slučajevi sa drugim vrednostima opterećenja kako bi se potvrdili dobijeni rezultati računске analize. Za svaki analiziran slučaj dobijene su granične sile koje imaju međusobno vrlo bliske vrednosti. Dalja analiza prikazuje samo dve pomenute vrednosti opterećenja. Modeli sve tri grupe ojačane čeličnom cevi analizirani su na isti način.

Primenom *TimeStep* procedure određeno je granično stanje za prvi i drugi slučaj prenosa opterećenja. Kod prvog slučaja opterećenja "otkazivanje" računskog modela predstavlja trenutak kada započinje utiskivanje prenosne pločice, dok kod drugog slučaja "otkazivanje" modela označava lom uzorka. U tabeli 5.15 prikazani su inkrementi sile za modele sve tri grupe i oba slučaja prenosa opterećenja, vrednosti sile pri kojoj dolazi do utiskivanja prenosne pločice (P_p), kao i sile loma prema računskoj analizi ($P_{u,MKE}$).

Tabela 5.15 Granične sile dobijene računskom analizom

Model	1. slučaj	$P=1800kN$	2. slučaj	$P=2950kN$
	$Time$	P_p [kN]	$Time$	$P_{u,MKE}$ [kN]
B21	0.6201	1116.2	0.4988	1471.5
B41	0.6365	1145.7	0.5970	1761.2
P01	0.6518	1173.3	0.7109	2097.0

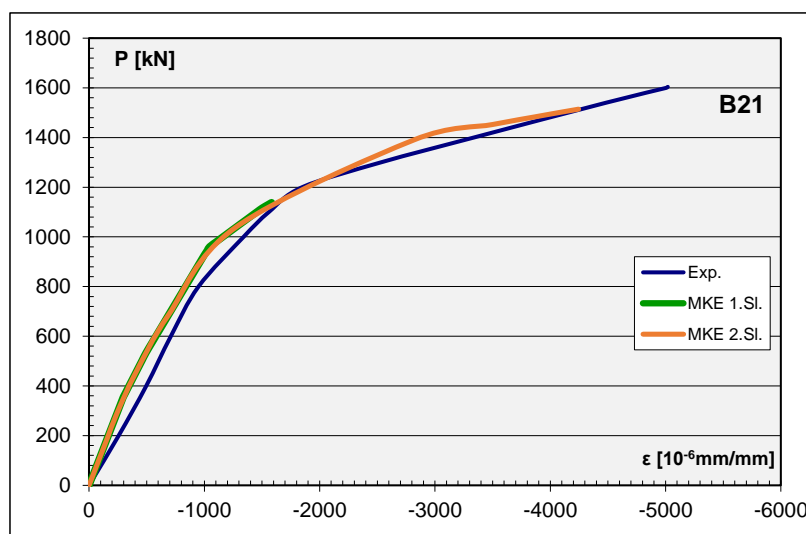
Model stuba B21

Kod modela stuba *B21* u prvom slučaju vrednost $Time=0.6201$ odgovara računskoj sili $P_p=1116.2kN$ pri kojoj dolazi do utiskivanja prenosne pločice, dok u drugom slučaju $Time=0.4988$ odgovara sili loma uzorka pri $P_{u,MKE}=1471.5kN$. U tabeli 5.16 prikazane su vrednosti graničnih sila za modele stubova koji su bili ojačani čeličnom cevi i ispunom od betona nižeg kvaliteta dobijene eksperimentalnim putem, njihova srednja vrednost, kao i odnos između eksperimentalne i računске vrednosti. Analizirana su dva slučaja. U prvom slučaju razmatrane su vrednosti za sve tri registrovane sile, dok je u drugom slučaju iz rezultata izdvojen uzorak kod kojeg je došlo do pucanja vara na cevi. Uočava se da je u oba slučaja odstupanje između računске i srednje vrednosti eksperimentalnih rezultata ispod 10%, što predstavlja veoma dobro poklapanje rezultata.

Tabela 5.16 Granične sile ojačanih stubova – Grupa B2x

Uzorak	B21	B22	B23	Srednja vrednost	Računska vrednost	P_{Exp}/P_{MKE}	%
P_u [kN]	1604	1448	1596	1549.3	1471.5	1.053	+5
P_u [kN]	1604	-	1596	1600.0	1471.5	1.087	+9

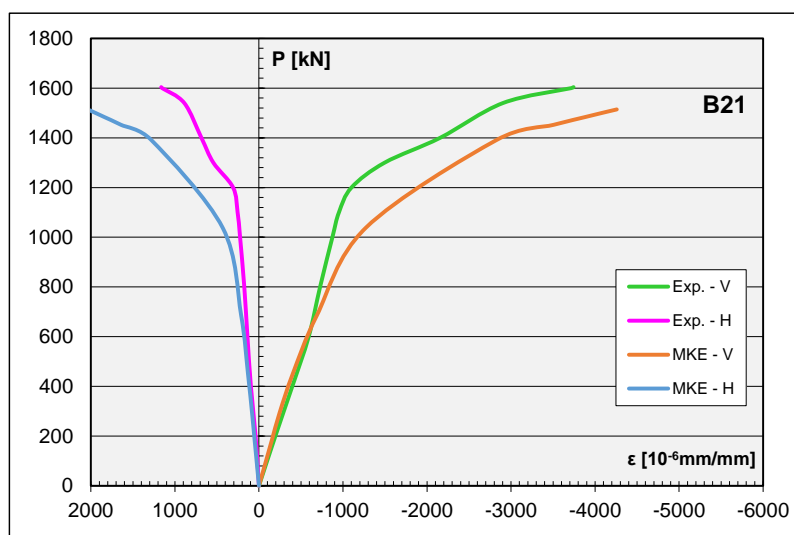
Uporedni prikaz podužnih specifičnih dilatacija na betonu osnovnog AB stuba kod uzorka *B21* dobijenih eksperimentalnim i računskim putem prikazan je na slici 5.26. Prikazane su vrednosti dobijene računskim putem za dva slučaja prenosa opterećenja na stub. Može se uočiti potpuno poklapanje dilatacije za oba slučaja (MKE 1.Sl. i MKE 2.Sl.), sve do dostizanja sile pri kojoj se utiskuje prenosna pločica, kada "otkazuje" prvi računski model.



Slika 5.26 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija betona za model stuba B21

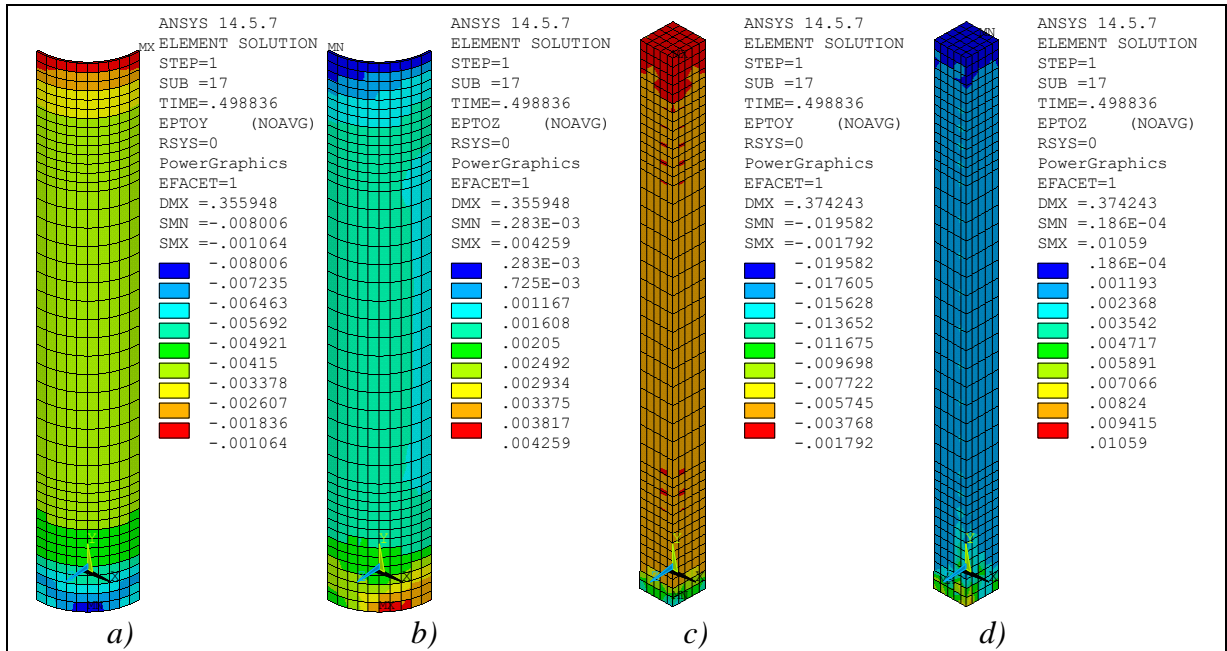
Posmatrani stub imao je nešto nižu računsku graničnu silu, a uočava se izuzetno dobro poklapanje računskih (MKE) i eksperimentalnih (Exp.) vrednosti specifičnih dilatacija betona. Izraženiji prirast dilatacija koji se javlja pri sili $P=1200kN$ predstavlja trenutak utiskivanja prenosne pločice u stub kada celokupni poprečni presek počinje da nosi opterećenje. Maksimalna dilatacija u betonu dobijena računskim putem je, takođe, nešto niža u poređenju sa izmerenom vrednošću.

Na slici 5.27 dat je uporedni prikaz specifičnih dilatacija na čeličnom plaštu dobijenih eksperimentalnim i računskim putem. Analizirane su podužne (V) i poprečne (H) dilatacije za model stuba $B21$. Uočava se kako su dijagrami dilatacija dobijeni računskim i eksperimentalnim putem za oba pravca po obliku vrlo slični. Značajno odstupanje vrednosti uočava se za opterećenje preko $P=800kN$. Odstupanje je najverovatnije posledica proklizavanja na kontaktu između betona ispune i osnovnog AB stuba, usled čega dolazi do delimičnog narušavanja sprežavanja preseka, što ima za posledicu da se transfer sile, sa osnovnog AB stuba na čelik, ostvaruje u smanjenoj meri. Na taj način sila koju prihvata čelični deo preseka je niža nego što bi bila da je presek ostao neporemećen, a samim time niže su i odgovarajuće specifične dilatacije. Ovako ponašanje uočeno je i u eksperimentalnim podacima, što se može videti u prethodnom poglavlju na slici 4.12. Efekat proklizavanja kontakta između materijala nije bio obuhvaćen prikazanom računskom analizom. Ukoliko se posmatraju eksploatacioni uslovi, tj. opterećenje do polovine nosivosti uzorka, uočava se izuzetno dobro poklapanje između računskih i eksperimentalnih vrednosti.



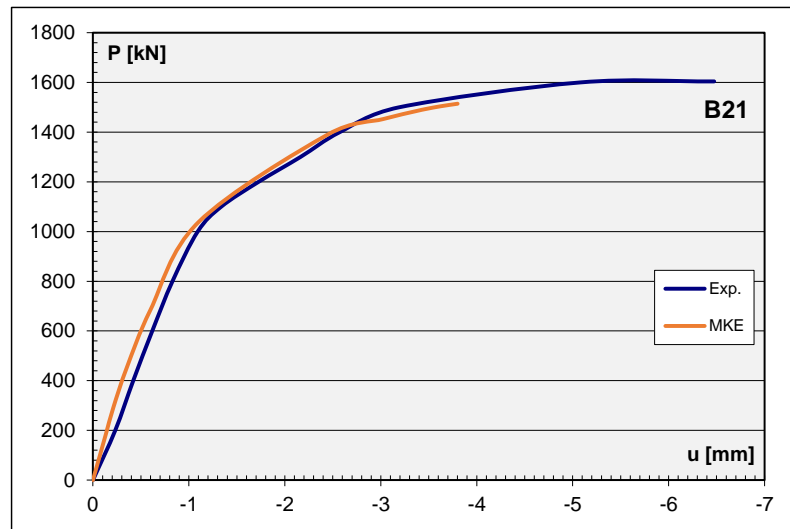
Slika 5.27 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija čelične cevi za model stuba $B21$

Stanje podužnih ($EPTOY=\epsilon_y$) i poprečnih dilatacija ($EPTOZ=\epsilon_z$) pri graničnom opterećenju dobijenih računskom analizom prikazano je na slici 5.28. Specifične dilatacije prikazane su preko totalnih vrednosti koje predstavljaju zbir elastične i plastične komponente. Prikazane su dilatacije na čeličnom plaštu (Slike a i b) i na betonu osnovnog AB stuba (Slike c i d) za model stuba $B21$.



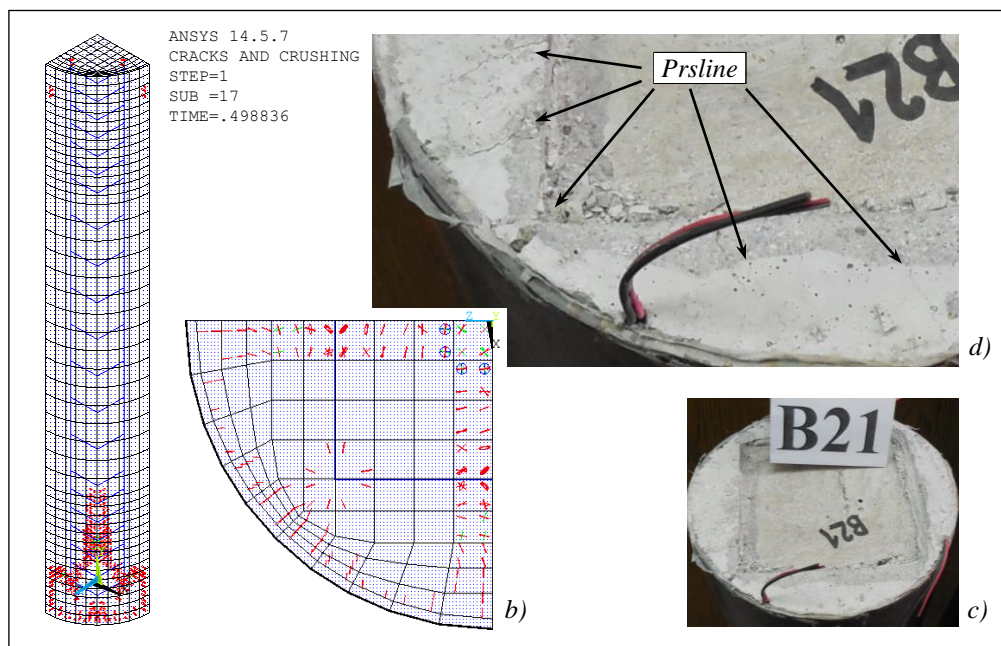
Slika 5.28 Stanje totalnih dilatacija kod modela B21 pri граничном opterećenju

Dijagrami prikazani na slici 5.29 daju zavisnosti između normalne sile (P) i promene dužine (u), odnosno skraćenja modela stuba B21. Uočava se da je globalno ponašanje računskog (MKE) i eksperimentalnog (Exp.) modela stuba gotovo identično, kao i da je, u svim fazama opterećenja, odstupanje između vrednosti relativno malo. Računska vrednost granične sile nešto je niža u poređenju sa eksperimentalnom vrednosti, što je verovatno posledica nižih mehaničkih karakteristika betona koje su korišćene u numeričkoj analizi.



Slika 5.29 Dijagram zavisnosti aksijalne sile i skraćenja stuba B21

Stanje prslina na računskom modelu prikazano je na slici 5.30-a i b. Kao i kod prethodne grupe, različitim bojama prikazane su prsline koje se razvijaju u kroz različite inkremente opterećenja. Na slici 5.30-c i d vidi se gornji deo modela stuba B21 neposredno nakon eksperimenta. Uočava se veoma dobro poklapanje rasprostiranja prslina po poprečnom preseku kod računskog i eksperimentalnog modela. Pojava prvih prslina javlja se u inkreментu za $Time=0.3794$, odnosno sili $P=1119.2kN$, koja odgovara opterećenju pri kojoj su dostignute poprečne dilatacije od 0.2‰ u osnovnom AB stubu. Prilikom eksperimentalnog ispitivanja pojava prslina u betonu nije mogla biti registrovana.



Slika 5.30 Stanje prslina na modelu stuba B21

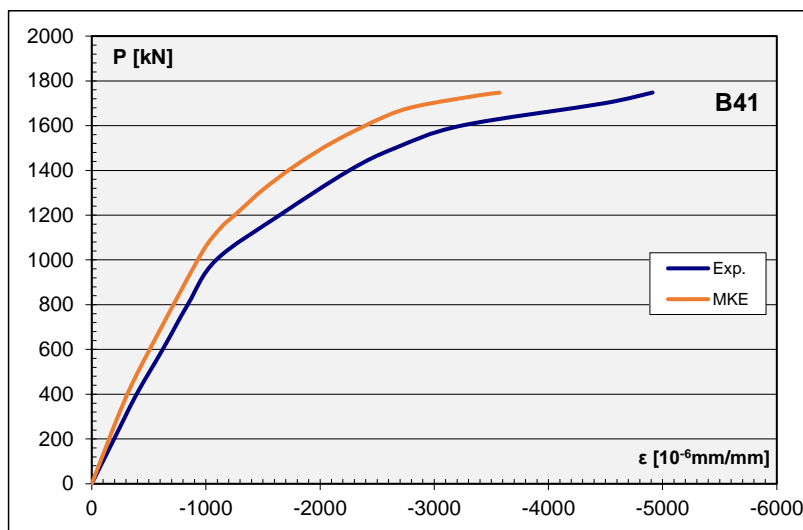
Model stuba B41

Računska sila pri kojoj dolazi do utiskivanja prenosne pločice kod modela stuba B41 određena je za $Time=0.6365$, što daje silu $P_p=1145.7kN$, dok je sila loma $P_{u,MKE}=1761.2kN$ određena za $Time=0.5970$. Vrednosti graničnih sila za modele stubova koji su bili ojačani čeličnom cevi i ispunom od betona istog kvaliteta kao što je bio i osnovni AB stub, dobijene eksperimentalnim putem, njihova srednja vrednost, kao i odnos između eksperimentalne i računске vrednosti date su u tabeli 5.17. Uočava se da je odstupanje između računске i srednje vrednosti eksperimentalnih rezultata oko 3%, što predstavlja izuzetno dobro poklapanje rezultata. Ukoliko se posmatraju pojedinačne vrednosti sila odstupanje od računске vrednosti je do 5%.

Tabela 5.17 Granične sile ojačanih stubova – Grupa B4x

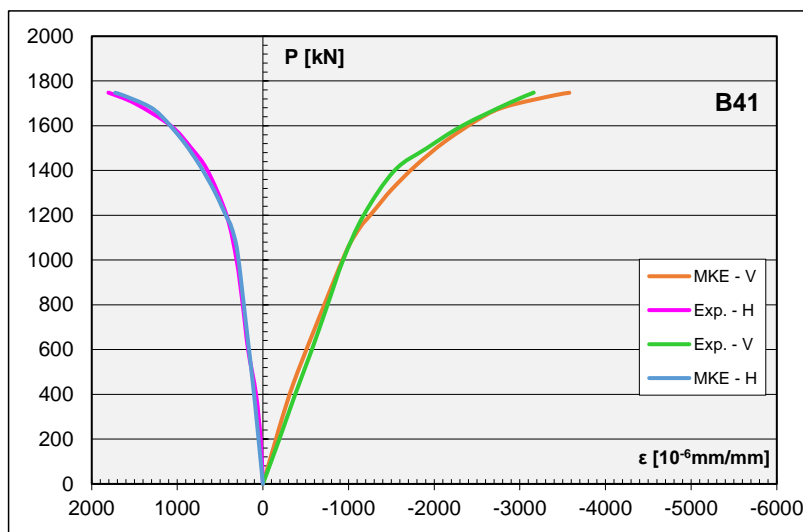
Uzorak	B41	B42	B43	Srednja vrednost	Računska vrednost	P_{Exp}/P_{MKE}	%
P_u [kN]	1748	1708	1672	1709.3	1761.2	0.971	-3

Specifične dilatacije na betonu osnovnog AB stuba kod uzorka B41 dobijene eksperimentalnim i računskim putem prikazane su na slici 5.31. Posmatrani stub imao je nešto višu računsku graničnu silu, a uočava se dosta dobro poklapanje računskih (MKE) i eksperimentalnih (Exp.) vrednosti specifičnih dilatacija betona. Izraženiji prirast dilatacija koji se javlja pri sili $P=1000\div 1100kN$ što označava utiskivanje prenosne pločice u stub i kada celi poprečni presek počinje da prenosi opterećenje. Sa dijagrama se uočava da računski model ima nešto veću aksijalnu krutost, što ukazuje na to da je čvrstoća ugrađenog betona ispune nešto niža od računski usvojene vrednosti. Verovatni uzrok razlika između računskih i izmerenih vrednosti dilatacija je upravo razlika u mehaničkim karakteristikama betona računskog i eksperimentalnog modela, s obzirom na to da su dijagrami gotovo identični po obliku. Maksimalna dilatacija u betonu dobijena računskim putem je niža u poređenju sa izmerenom vrednošću.



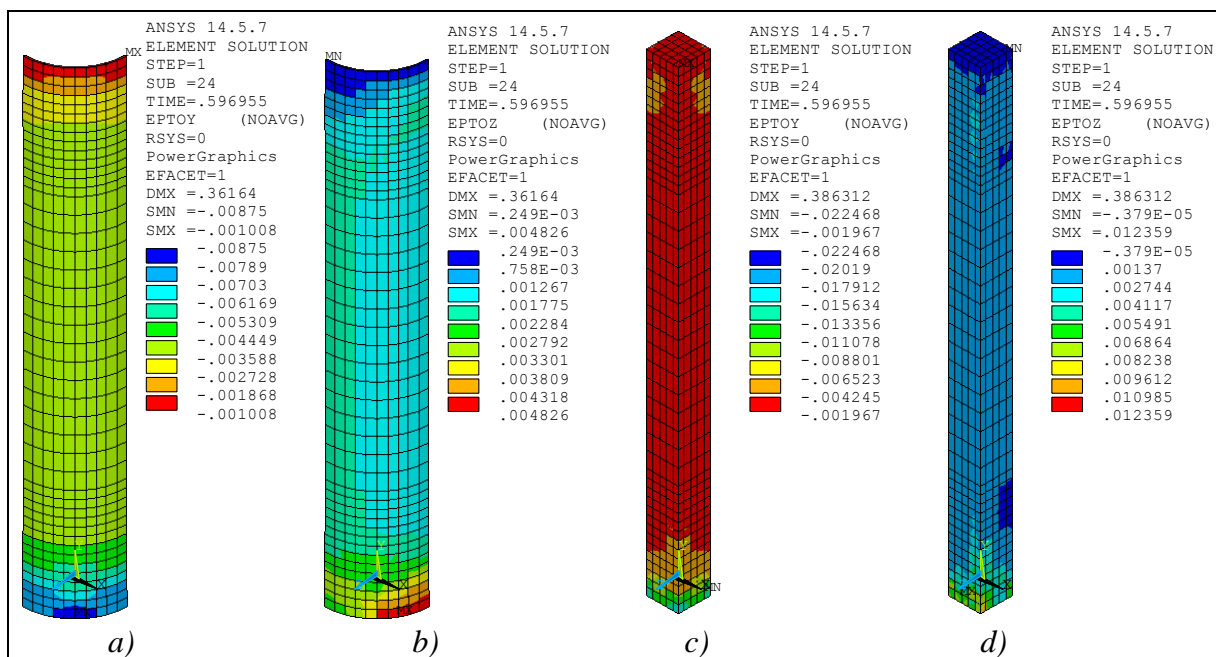
Slika 5.31 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija betona za model stuba B41

Na slici 5.32, kao i kod prethodne grupe, dat je uporedni prikaz specifičnih dilatacija na čeličnom plaštu dobijenih eksperimentalnim i računskim putem. Analizirane su podužne i poprečne dilatacije za model stuba B41. Uočava se kako su dijagrami dilatacija dobijeni računskim i eksperimentalnim putem za gotovo potpuno identični i da značajno odstupanje vrednosti nije uočeno. U eksploatacionim uslovima ponašanje modela je gotovo potpuno linearno.



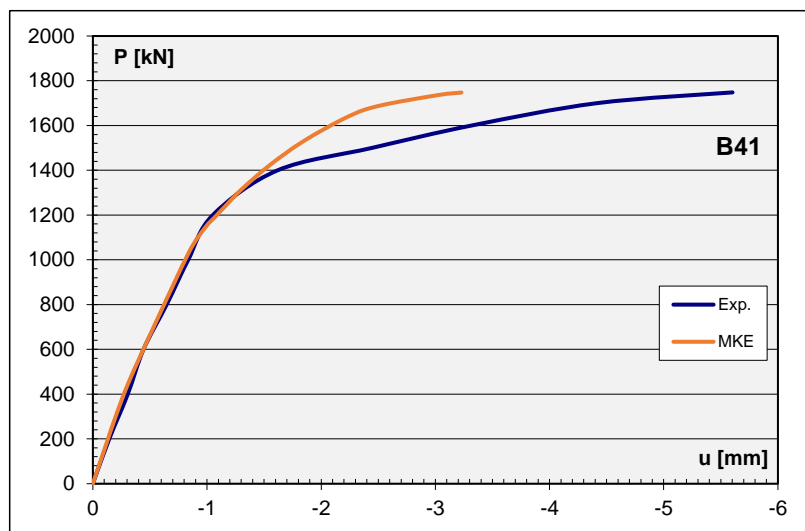
Slika 5.32 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija čelične cevi za model stuba B41

Stanje podužnih i poprečnih dilatacija pri graničnom opterećenju dobijenih računskom analizom prikazano je na slici 5.33. Specifične dilatacije na čeličnom plaštu (Slike *a* i *b*) i na betonu osnovnog AB stuba (Slike *c* i *d*) prikazane su preko totalnih vrednosti koje predstavljaju zbir elastične i plastične komponente. Prikazane su dilatacije za model stuba B41.



Slika 5.33 Stanje totalnih dilatacija kod modela B41 pri graničnom opterećenju

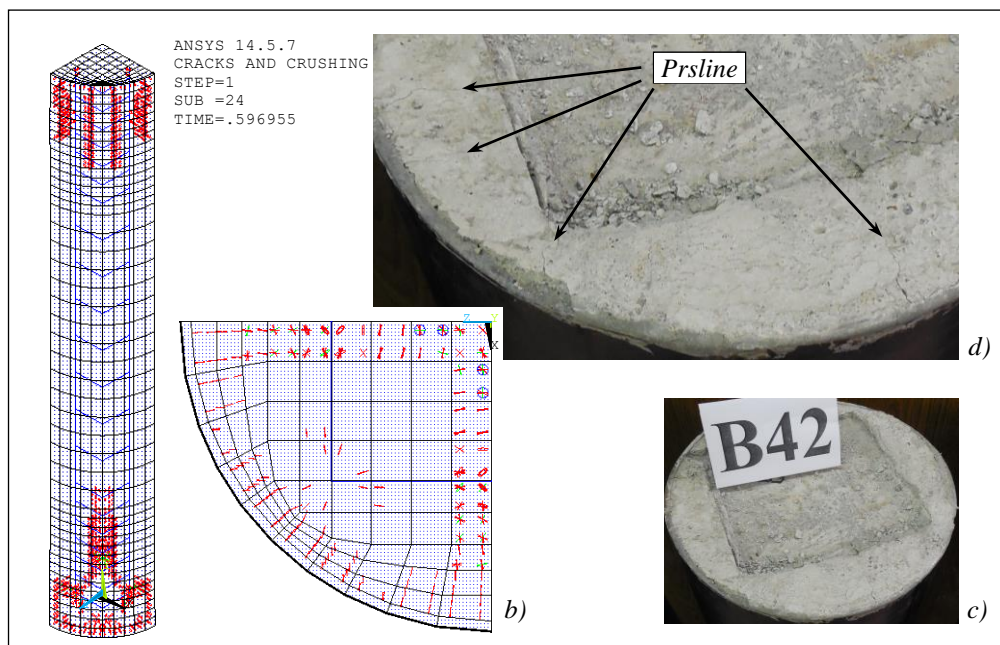
Zavisnosti između normalne sile (P) i skraćenja stuba (u) za model B41 prikazana je na slici 5.34. Uočava se da je globalno ponašanje računskog (MKE) i eksperimentalnog (Exp.) modela stuba gotovo identično sve do sile $P=1400kN$, kada odstupanje između dva rezultata postaje izraženije. Računska vrednost granične sile vrlo je bliska eksperimentalnoj vrednosti, dok su maksimalne deformacije na stvarnom modelu nešto više od numeričkih. Mada, zbog izuzetno male zakrivljenosti dijagrama pri visokim stanjima napona plastične deformacije su veoma izražene, što navodi na zaključak da se može smatrati da je granično stanje dostignuto pri nešto nižim deformacijama.



Slika 5.34 Dijagram zavisnosti aksijalne sile i skraćenja stuba B41

Prsline na računskom modelu prikazane su na slici 5.35-a i b, dok se na slici 5.35-c i d vidi gornji deo modela stuba B42 neposredno nakon eksperimenta. Uočava se veoma dobro poklapanje rasprostiranja prslina po poprečnom preseku kod računskog i eksperimentalnog modela. Do pojave prvih prslina u betonu ispune dolazi pri inkrementu opterećenja za $Time=0.3754$. Ovo opterećenje odgovara računskoj sili od $P=1107.4kN$, a koja odgovara

graničnim poprečnim dilatacijama zatezanja u osnovnom AB stubu. Tokom eksperimentalnog ispitivanja prslinu u betonu nisu mogle biti registrovane niti praćene.



Slika 5.35 Stanje prslina na modelu stuba B42

Model stuba P01

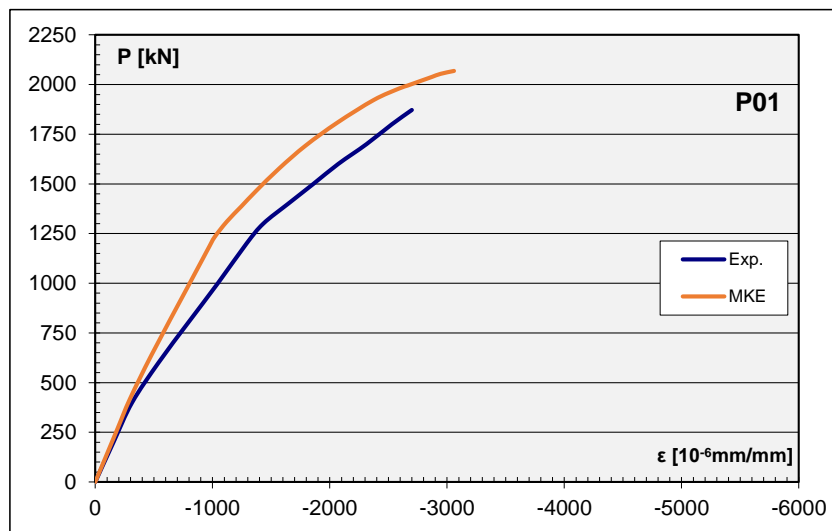
Kod modela stuba *P01* vrednost $Time=0.6518$ iz prvog slučaja opterećenja, odgovara računskoj sili $P_p=1173.3kN$ koja izaziva utiskivanja prenosne pločice, dok $Time=0.7109$ u drugom slučaju opterećenja odgovara graničnoj sili $P_{u,MKE}=2097.0kN$. U tabeli 5.18 prikazane su vrednosti sila loma za modele stubova ojačanih čeličnom cevi i ispunom od Polimaga dobijene eksperimentalnim putem, njihova srednja vrednost, kao i odnos između eksperimentalne i računске vrednosti. Slično kao i kod prve grupe ojačane cevima, analizirana su dva slučaja. U prvom slučaju razmatrane su vrednosti za sve tri registrovane sile, a u drugom slučaju iz rezultata izdvojen uzorak kod kojeg je usled pucanja vara na cevi registrovana nešto niža sila. Uočava se da je u drugom slučaju odstupanje između računске sile i srednje vrednosti eksperimentalnih rezultata oko 10%, što predstavlja dosta dobro poklapanje rezultata.

Tabela 5.18 Granične sile ojačanih stubova – Grupa P0x

Uzorak	P01	P02	P03	Srednja vrednost	Računska vrednost	P_{Exp}/P_{MKE}	%
P_u [kN]	1872	1856	1624	1784.0	2097.0	0.851	-15
P_u [kN]	1872	1856	-	1864.0	2097.0	0.889	-11

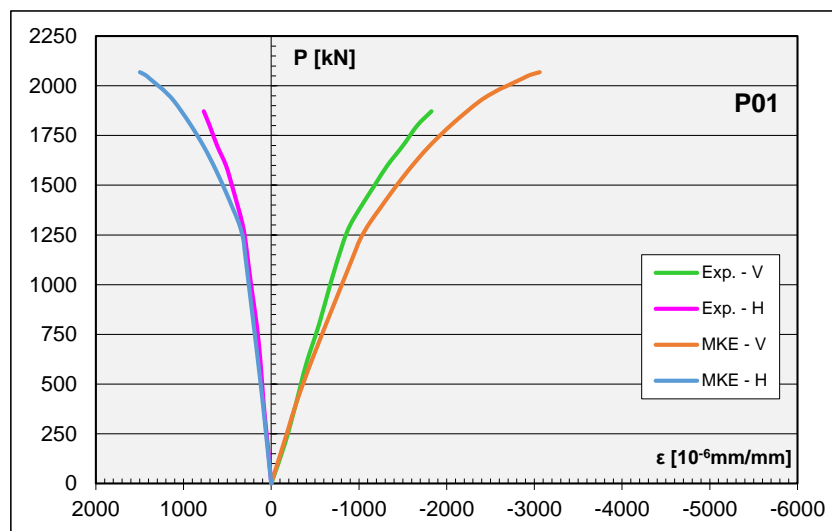
Uporedni prikaz podužnih specifičnih dilatacija na betonu osnovnog AB stuba kod uzorka *P01* dobijenih eksperimentalnim i računskim putem prikazan je na slici 5.36. Posmatrani stub imao je nešto višu računsku graničnu silu, a uočava se dosta dobro poklapanje računskih i eksperimentalnih vrednosti specifičnih dilatacija na betonu. Izraženiji prirast dilatacija koji se javlja pri sili $P=1250kN$ predstavlja trenutak kada celokupni poprečni presek počinje da prihvata opterećenje. Sa dijagrama se može uočiti da numerički model ima

nešto višu aksijalnu krutost, koja je verovatno uzrokovana višom, računski usvojenom, čvrstoćom ugrađenog betona ispune (Polimaga) nego što je ona u stvarnom modelu. S obzirom na to da su dijagrami vrlo slični po obliku, najverovatniji uzrok razlika između računskih i izmerenih vrednosti dilatacija je upravo razlika u mehaničkim karakteristikama betona računskog i eksperimentalnog modela. Maksimalna dilatacija u betonu računskog modela je neznatno viša u poređenju sa izmerenom vrednošću.



Slika 5.36 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija betona za model stuba P01

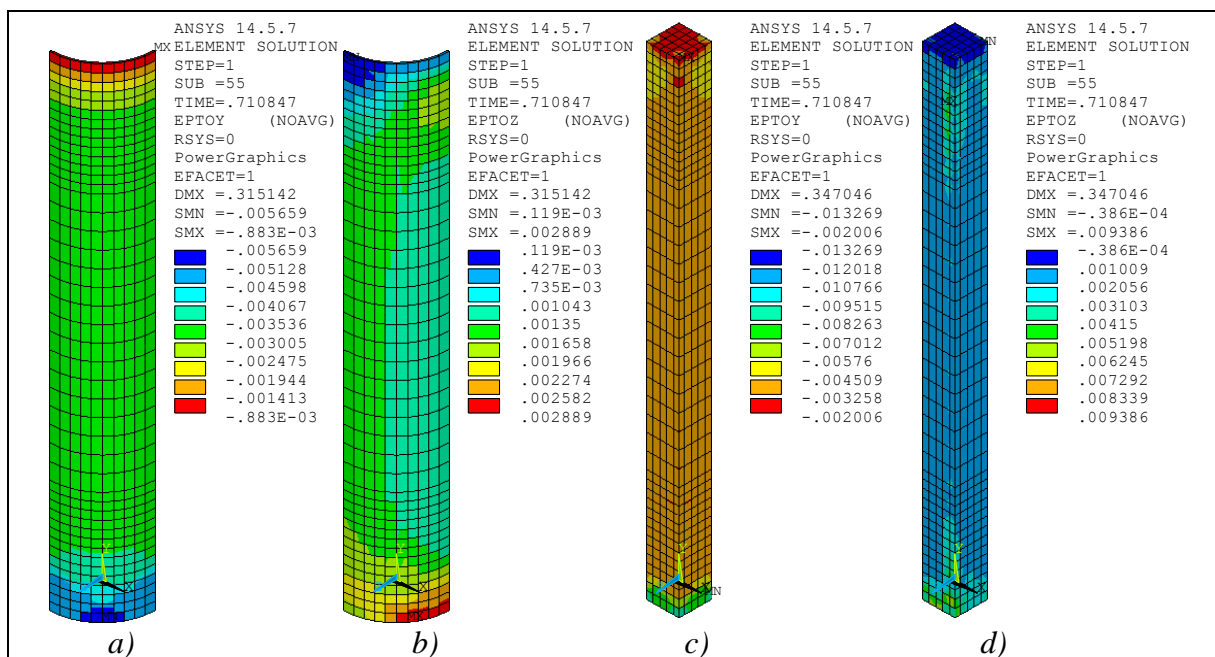
Uporedni prikaz specifičnih dilatacija na čeličnom plaštu dobijenih eksperimentalnim i računskim putem dat je na slici 5.37. Analizirane su dilatacije za pravce glavnih napona na modelu stuba P01.



Slika 5.37 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija čelične cevi za model stuba P01

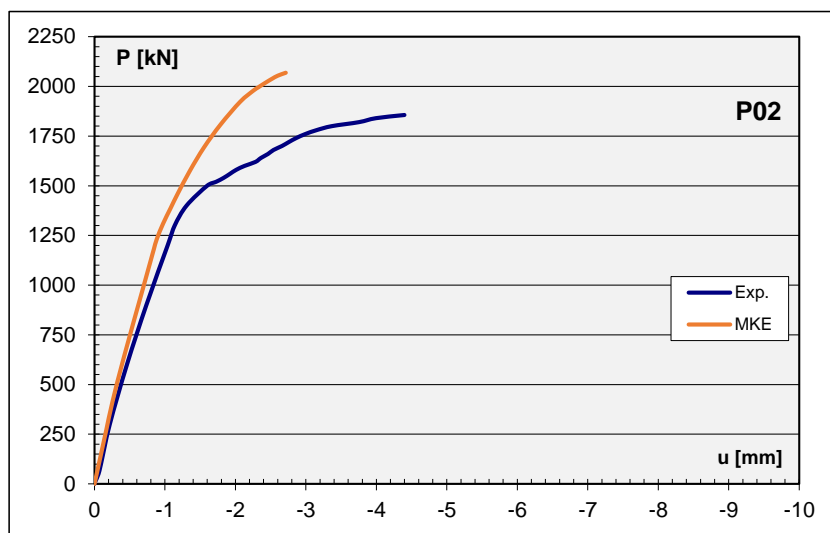
Uočava se kako su dijagrami dilatacija dobijeni računskim i eksperimentalnim putem za oba pravca vrlo slični po obliku. Značajnije odstupanje vrednosti uočava se za opterećenje preko $P=1250$ kN. Odstupanje se najverovatnije može objasniti kao posledica delimičnog narušavanja spreznjanja preseka usled čega se transfer sile, sa osnovnog AB stuba na čelik, ostvaruje u smanjenoj meri. Na taj način sila koju prihvata čelični deo preseka je niža nego što bi bila da je presek ostao neporemećen, a samim time niže su i odgovarajuće specifične dilatacije. Ukoliko se posmatraju eksploatacioni uslovi, uočava se izuzetno dobro poklapanje između računskih i eksperimentalnih vrednosti, kao i izraženo linearno ponašanje.

Stanje podužnih i poprečnih dilatacija pri graničnom opterećenju dobijenih računskom analizom prikazano je na slici 5.38. Prikazane su dilatacije na čeličnom plaštu (Slike *a* i *b*) i na betonu osnovnog AB stuba (Slike *c* i *d*) za model stuba *P01*. Specifične dilatacije su date kao zbir elastične i plastične komponente.



Slika 5.38 Stanje totalnih dilatacija kod modela *P01* pri graničnom opterećenju

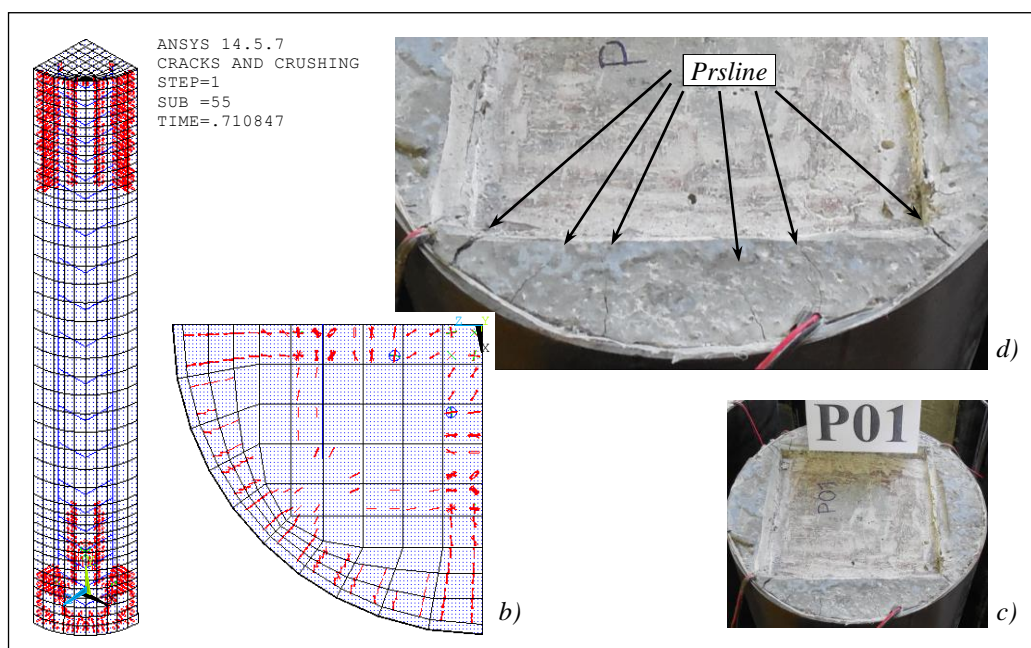
Na slici 5.39 prikazani su dijagrami koji daju zavisnosti između normalne sile (P) i promene dužine (u) modela stuba *P02*. Uočava se da je ponašanje računskog i eksperimentalnog modela stuba vrlo blisko sve do $P=1400\text{kN}$, kada na stvarnom modelu dolazi do značajnijeg povećanja plastičnih deformacija, koje su dovele do nešto niže granične nosivosti uzorka.



Slika 5.39 Dijagram zavisnosti aksijalne sile i skraćenja stuba *P02*

Raspored prslina u betonu na računskom modelu prikazan je na slici 5.40-*a* i *b*. Na slici 5.40-*c* i *d* prikazane su prsline na vrhu uzorka *P01* neposredno nakon eksperimenta. Uočava se veoma dobro poklapanje rasprostiranja prslina po poprečnom preseku kod računskog i eksperimentalnog modela. Pojava prvih prslina javlja se pri inkrementu

opterećenja za $Time=0.371$. Ovo opterećenje odgovara računskoj sili od $P=1094.4kN$, i poprečnim dilatacijama od 0.2% kod osnovnog AB stuba. Prsline, u početku, nastaju u AB stubu, a kasnije se proširuju i kroz ispunu. Pri graničnom stanju prsline u ispuni imaju radijalan raspored, kao što se vidi na slikama.



Slika 5.40 Stanje prsline na modelu stuba P01

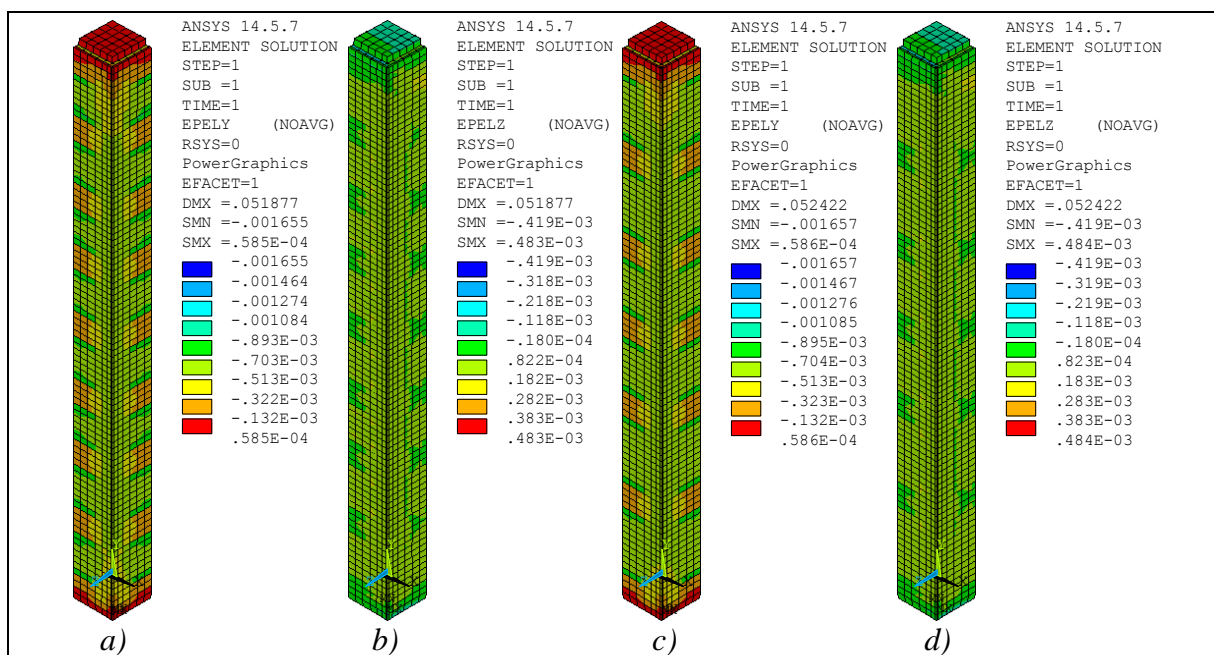
Prema svemu prikazanom može se zaključiti kako su modeli stubova ojačanih čeličnim cevima veoma dobro modelirani, kao i da se zaključci iz računске analize mogu adekvatno primeniti na realnim stubovima. Ponašanje modela pri eksploatacionim uslovima relativno dobro se može proceniti primenom elastične analize, dok se nelinearnom analizom mogu pratiti svi nivoi opterećenja, sve do graničnih stanja. Nelinearna analiza iziskuje složenije modeliranje, kao i veći utrošak računarskog vremena, ali realnije prikazuje ponašanje modela. Uticaj variranja pritiskne čvrstoće betona može se veoma dobro proceniti kroz prikazanu računsku analizu.

Određena odstupanja koja se uočavaju pri poređenju računskih i eksperimentalnih rezultata verovatno su uzrokovana različitim mehaničkim karakteristikama betona koje su korišćene u analizi. S obzirom na to da su dijagrami koji prikazuju promenu sile i dilatacija gotovo identični po obliku, može se zaključiti kako bi se korekcijom karakteristika betona dobio numerički odgovor koji bi u potpunosti opisivao ponašanje stvarnog modela. Globalno ponašanje modela bi se moglo korigovati kreiranjem još složenijeg modela koji bi obuhvatao i probleme proklizavanja na kontaktu između betona osnovnog AB stuba i ispunе, kao i na kontaktu čelične cevi i ispunе. Podaci potrebni za takvu vrstu analize, kao što su koeficijenti trenja ili sila popuštanja veze, bili bi izuzetno složeni za određivanje, a obuhvatali bi visok stepen nepouzdanosti zbog složenosti betona kao materijala.

5.3.5.3. Stubovi ojačani čeličnim L profilima

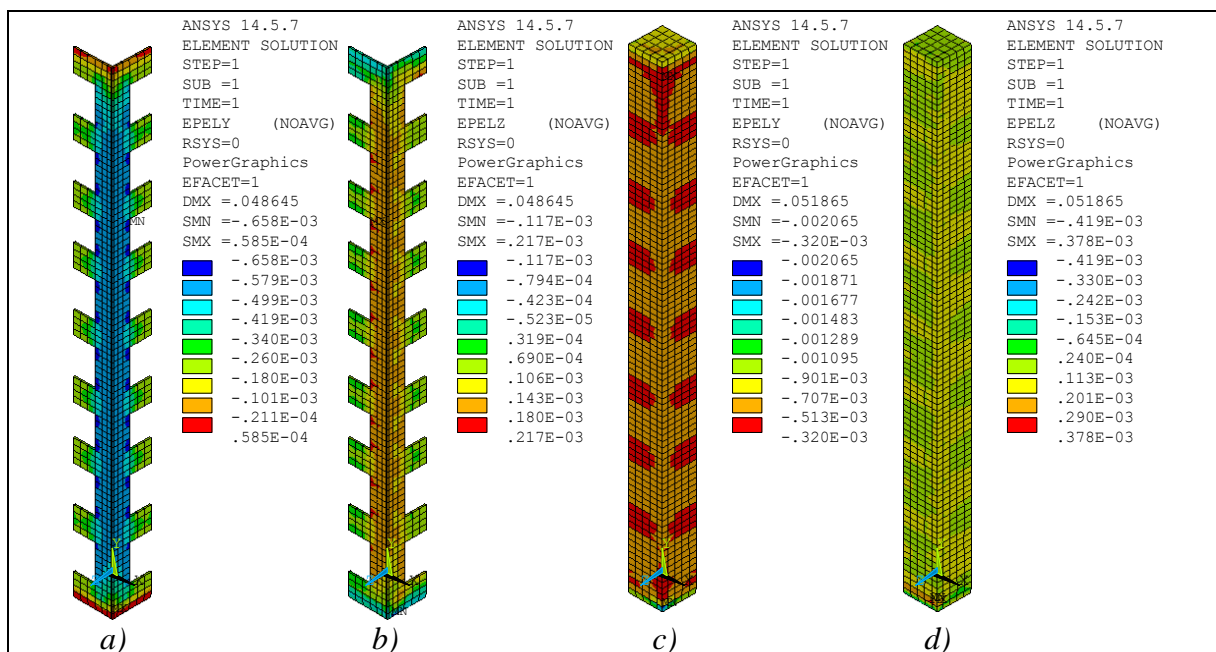
Numeričko modeliranje ponašanja dve grupe armiranobetonskih stubova ojačanih valjanim čeličnim L profilima međusobno mestimično spojenih horizontalnim prečkama od čeličnog lima i omotačem od specijalne vrste sitnozrnog betona, vršeno je prema istim principima kao kod prethodne grupe. Na ovaj način moguća je direktna komparacija rezultata radi procene uspešnosti ojačanja AB stubova čeličnim kavezima, a moguće je i međusobno poređenje modela sa ojačanjima kako bi se sagledali uticaji različitog razmaka spojnih limova.

Elastične dilatacije kod modela ojačanog stuba za obe grupe prikazane su na slici 5.41. Slike *a* i *b* prikazuju podužne i poprečne dilatacije na modelu *L01*, dok Slike *c* i *d* prikazuju stanje dilatacija stuba *L51*. Specifične dilatacije određene su za opterećenje ravnomernim pritiskom $p=2.78\text{kN/cm}^2$ koji je ekvivalentan sili od $P=400.3\text{kN}$, što iznosi 47% od granične sile uzorka *L01*, odnosno 48% od sile loma uzorka *L51*. Na osnovu prikazanog stanja dilatacija uočava se kako je transfer opterećenja, sa pločice na stub, ostvaren na dužini od oko 15cm, kao i da je celokupni poprečni presek angažovan u prenosu sile. Prenos sile sa stuba na oslonac, na oba modela, izvršen je na gotovo potpuno identičan način i na istoj dužini od oko 10cm. Povećanje razmaka veznih limova nije značajnije uticala na dužinu na kojoj je izvršen prijem i predaja sile na modelu stuba. Dužina unošenja opterećenja nije veća od $2b$, pri čemu je b širina poprečnog preseka stuba, čime je ispunjen potreban uslov za proračun lokalno opterećenih spregnutih preseka od čelika i betona koji zahteva Evrokod 4.

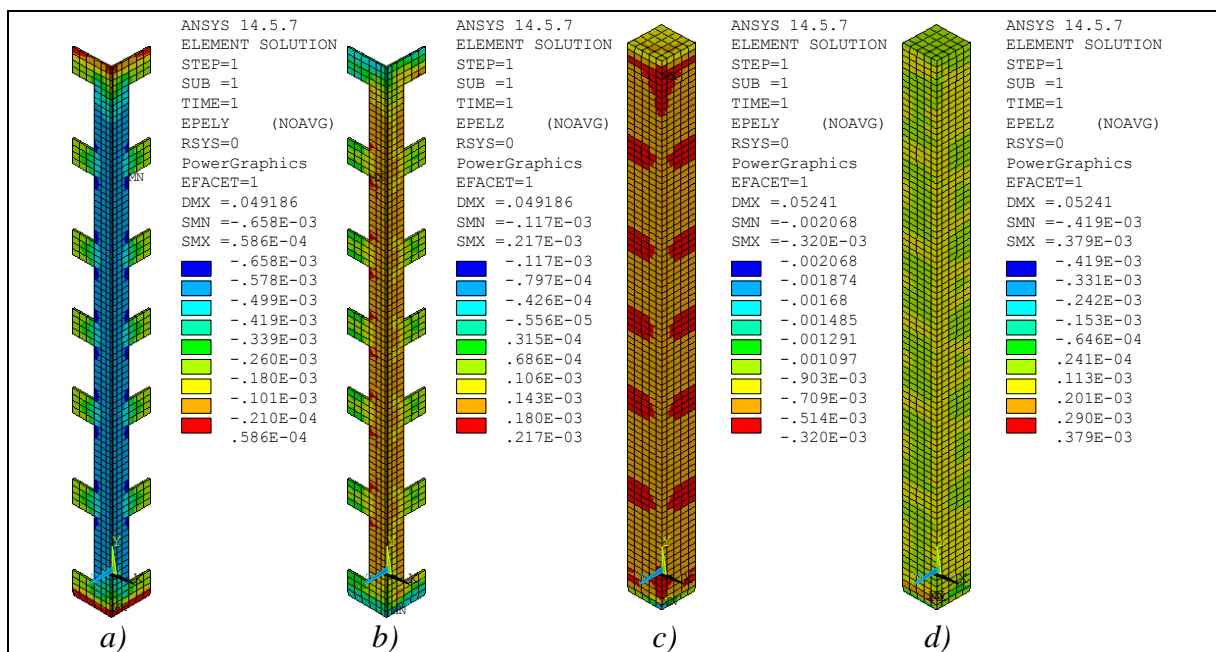


Slika 5.41 Stanje elastičnih dilatacija kod modela stubova ojačanih čeličnim kavezom

Na slikama 5.42 i 5.43 prikazane su podužne i poprečne dilatacije na čeličnom kavezu (Slike *a* i *b*) i na betonu osnovnog AB stuba (Slike *c* i *d*) za modele *L01* i *L51*, pri eksploatacionom nivou opterećenja. Analizom vrednosti specifičnih dilatacija može se uočiti uticaj rasporeda i broja veznih limova na ponašanje modela i veličinu deformacije. Povećanje razmaka poprečnih limova nije pokazalo veće razlike u stanju napona i dilatacija kod analiziranih modela, što je uočeno i tokom eksperimenta.



Slika 5.42 Stanje elastičnih dilatacija kod modela L01



Slika 5.43 Stanje elastičnih dilatacija kod modela L51

Računske i eksperimentalne vrednosti podužnih i poprečnih dilatacija uporedno su prikazane u tabeli 5.19. Uočava se da je kod modela L51 odstupanje između merenih i računskih vrednosti za eksploatacioni nivo opterećenja do 5%, dok su odstupanja kod modela L01 su nešto izraženija samo kod dilatacija ugaonika i iznose 9%. Na osnovu prikazanog može se zaključiti kako se ponašanje modela stuba može veoma uspešno opisati linearnom – elastičnom analizom. Kao i kod prethodnih grupa, pojava plastičnih deformacija je razlog odstupanja između numeričkih i eksperimentalnih rezultata.

Tabela 5.19 Vrednosti dilatacija stuba pri eksploatacionim uslovima [$\times 10^{-6}$ mm/mm]

Model	Dil.	Eksperiment	MKE	$\epsilon_{Exp}/\epsilon_{MKE}$
L01	ϵ_y	-642	-609	1.05
	ϵ_z	121	114	1.06
	$\epsilon_y^{\check{c}}$	-589	-542	1.09
L51	ϵ_y	-621	-591	1.05
	ϵ_z	113	115	0.98
	$\epsilon_y^{\check{c}}$	-580	-556	1.04

Nelinearna analiza obe grupe izvršena je za opterećenje ravnomernim pritiskom $p=7.5kN/cm^2$ koji odgovara sili od $P=1080kN$, koja je znatno viša od eksperimentalne sile loma uzoraka. Kako bi se potvrdili rezultati dobijeni računskom analizom razmatrani su i slučajevi sa drugom vrednošću opterećenja. Za svaki analiziran slučaj dobijene su granične sile koje imaju međusobno vrlo bliske vrednosti. Dalja analiza prikazuje rezultate samo za pomenutu vrednost sile. Granično opterećene određeno je primenom *TimeStep* procedure. U tabeli 5.20 prikazani su inkrementi sile za modele obe grupe, kao i sile loma prema računskoj analizi ($P_{u,MKE}$). Manji razmak između veznih limova nije doprineo značajnijem povećanju nosivosti.

Tabela 5.20 Granične sile dobijene računskom analizom

Model	Time	$P_{u,MKE}$ [kN]
L01	0.7869	849.8
L51	0.7783	840.5

Model stuba L01

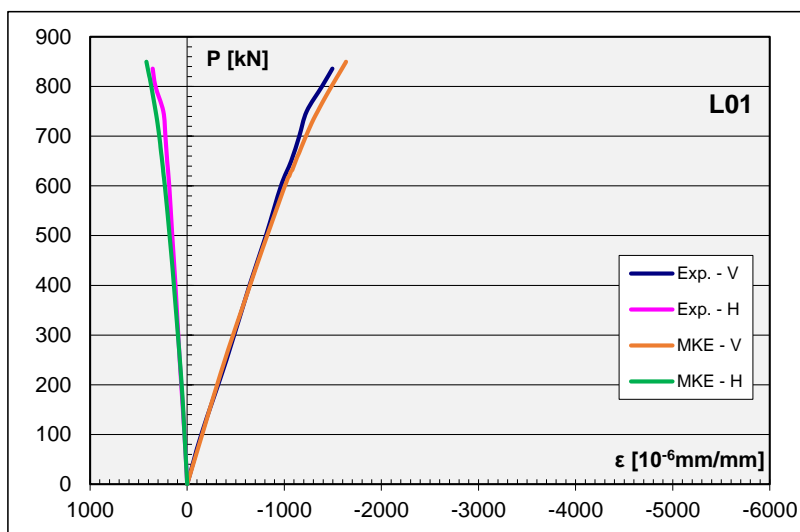
Kod modela stuba *L01* inkrement opterećenja za $Time=0.7869$ odgovara sili loma uzorka od $P_{u,MKE}=849.8kN$. U tabeli 5.21 prikazane su vrednosti graničnih sila za modele stubova koji su bili ojačani čeličnim kavezom i prečkama na razmaku 10cm dobijene eksperimentalnim putem, njihova srednja vrednost, kao i odnos između eksperimentalne i računске vrednosti. Uočava se da je odstupanje između računске i srednje vrednosti eksperimentalnih rezultata ispod 1%, što predstavlja izuzetno dobro poklapanje rezultata. Ukoliko se posmatraju pojedinačne vrednosti sila odstupanje od računске vrednosti je do 3%.

Tabela 5.21 Granične sile ojačanih stubova – Grupa L0x

Uzorak	L01	L02	L03	Srednja vrednost	Računska vrednost	P_{Exp}/P_{MKE}	%
P_u [kN]	836	876	856	856.0	849.8	1.007	+1

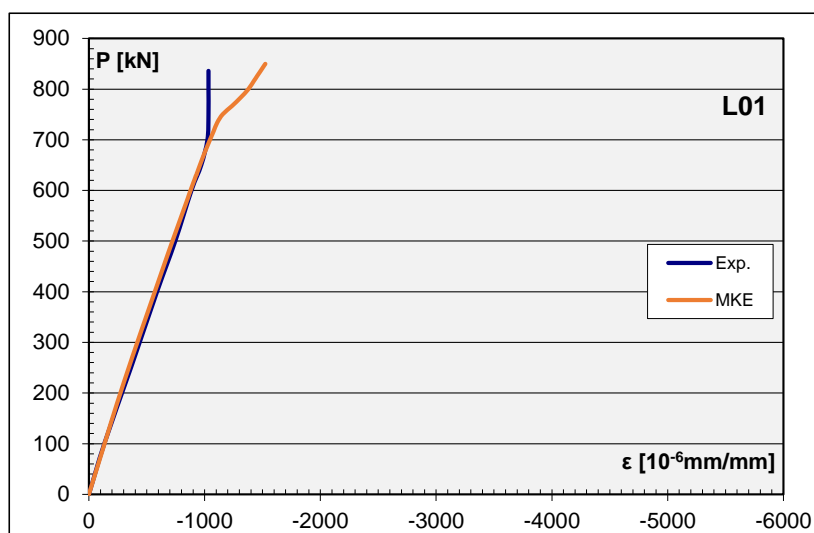
Specifične dilatacije u poprečnom (H) i podužnom (V) pravcu na betonu osnovnog AB stuba kod uzorka *L01* dobijene eksperimentalnim i računskim putem uporedo su prikazane na slici 5.44. Posmatrani stub imao je neznatno višu računsku graničnu silu, a uočava se izuzetno dobro poklapanje računskih (MKE) i eksperimentalnih (Exp.) vrednosti specifičnih dilatacija betona. Manja odstupanja između rezultata uočavaju se pri opterećenju preko $P=700kN$, tj. kada usled izraženih prslina u ispuni dolazi do narušavanja transfera sile

sa osnovnog stuba na čelični kavez. Maksimalna dilatacija u betonu dobijena računskim putem bliska je sa izmerenom vrednošću, a odgovara dilataciji loma AB stuba bez ojačanja.



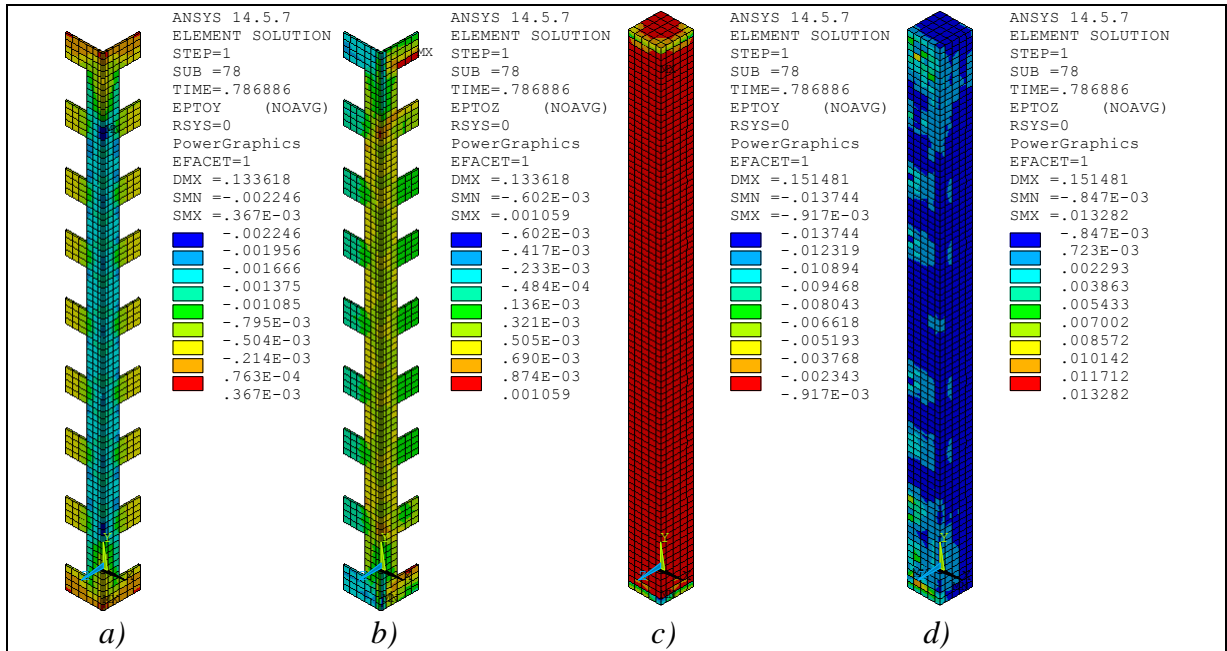
Slika 5.44 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija betona za model stuba L01

Na slici 5.45 dat je uporedni prikaz podužnih specifičnih dilatacija na čeličnim L profilima dobijenih eksperimentalnim i računskim putem za model stuba L01. Uočava se kako su dijagrami dilatacija dobijeni računskim i eksperimentalnim putem potpuno identični sve do sile $P=700kN$. Kao što je već rečeno pri toj sili, usled prslina, dolazi do narušavanja veze između kaveza, ispune i osnovnog AB stuba, tako da čelični deo preseka više nije mogao da prihvata dalje povećanje opterećenja. Efekat proklizavanja kontakta između materijala nije bio obuhvaćen prikazanom računskom analizom. Ukoliko se posmatra eksploatacioni nivo opterećenja uočava se izuzetno dobro poklapanje između računskih i eksperimentalnih vrednosti, uz izraženo linearno ponašanje.



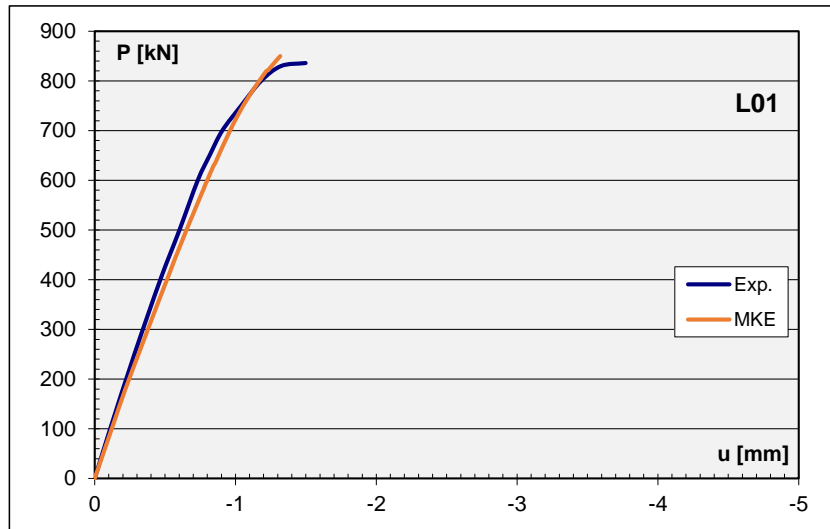
Slika 5.45 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija čeličnih ugaonika za model L01

Stanje podužnih i poprečnih dilatacija pri graničnom opterećenju dobijenih računskom analizom prikazano je na slici 5.46. Specifične dilatacije na čeličnom kavezu (Slike a i b) i na betonu osnovnog AB stuba (Slike c i d) prikazane su kao zbir elastične i plastične komponente. Uočava se kako se kao problematična mesta mogu definisati zone između prve dve horizontalne prečke na oba kraja stuba, što je uočeno i tokom eksperimentalnih ispitivanja.



Slika 5.46 Stanje totalnih dilatacija kod modela L01 pri граничном opterećenju

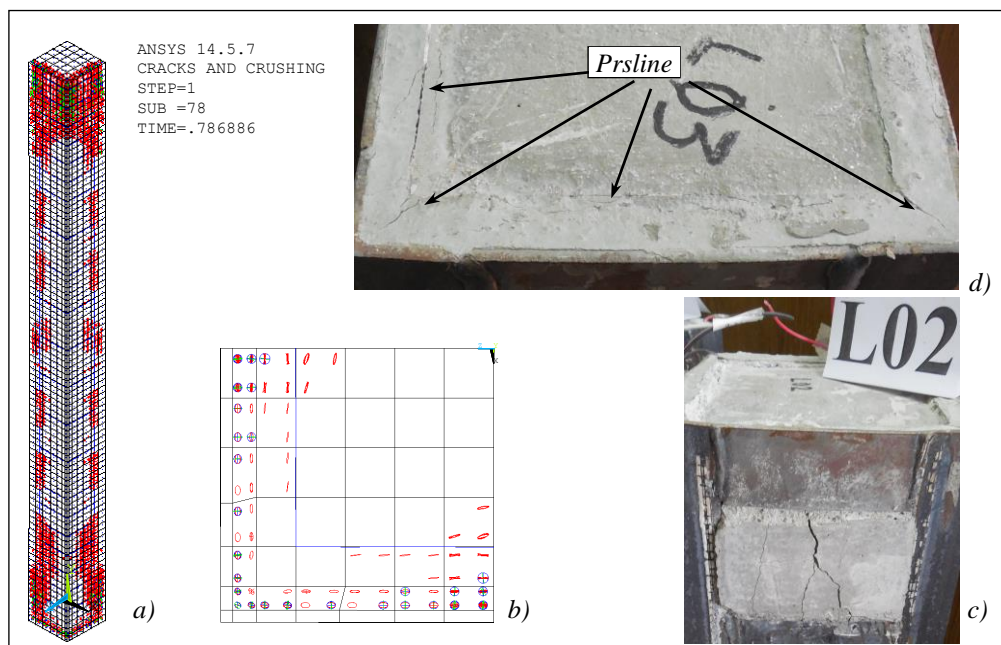
Zavisnosti između sile (P) i skraćenja stuba (u) za model L01 prikazana je na slici 5.47. Uočava se da je globalno ponašanje računskog (MKE) i eksperimentalnog (Exp.) modela stuba vrlo blisko sve do loma. Računska vrednost granične sile vrlo je bliska eksperimentalnoj vrednosti, dok su maksimalne deformacije na stvarnom modelu nešto više od numeričkih. Mada, zbog izuzetno malog prirasta sile pri visokim stanjima napona plastične deformacije su veoma izražene, što navodi na zaključak da se može smatrati kako je granično stanje dostignuto pri nešto nižim deformacijama. Gotovo potpuno linearno ponašanje stvarnog modela se ističe sve do sile $P=600kN$, dok računski model ima veoma blagu zakrivljenost dijagrama kroz sve inkremente opterećenja.



Slika 5.47 Dijagram zavisnosti aksijalne sile i skraćenja stuba L01

Na slici 5.48-a i b prikazane su prsline na računskom modelu, dok se na slici 5.48-c i d vidi gornji deo modela stuba L02 i L03 neposredno nakon eksperimenta. Uočava se veoma dobro poklapanje stanja prslina na računskom i eksperimentalnom modelu. Do pojave prvih prslina u betonu ispunje dolazi pri inkrementu opterećenja za $Time=0.2513$. Ovo opterećenje odgovara računskoj sili od $P=271.4kN$ pri kojoj su dostignute granične dilatacije zatezanja u

SikaGrout-u u zonama u uglovima profila na oba kraja stuba. Tokom eksperimentalnog ispitivanja ove prsline nisu mogle biti registrovane niti praćene. Značajnija propagacija prsline u ispuni, u poljima između krajnjih veznih limova, uočena je za $Time=0.4435$, odnosno za silu $P=479.0kN$, dok su prve podužne prsline tokom eksperimenta primećene pri sili $P=520.0kN$, što se može smatrati veoma dobro poklapanje vrednosti.



Slika 5.48 Stanje prsline na modelu stuba ojačanog čeličnim kavezom

Model stuba L51

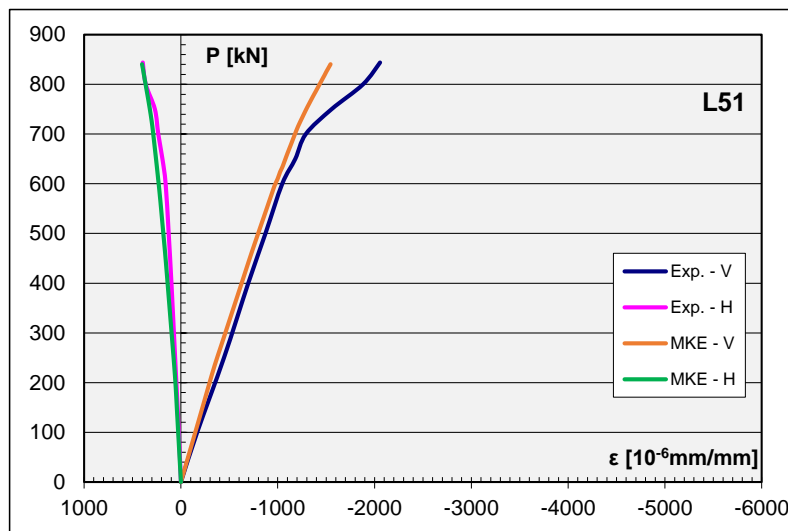
Sila loma od $P_{u,MKE}=840.5kN$ na modelu stuba L51 odgovara inkrementu opterećenja za $Time=0.7783$. Vrednosti graničnih sila za modele stubova koji su bili ojačani čeličnim kavezom i prečkama na razmaku 15cm dobijene eksperimentalnim putem, njihova srednja vrednost, kao i odnos između eksperimentalne i računске vrednosti prikazane su u tabeli 5.22. Slično kao i kod kontrolne grupe, analizirana su dva slučaja. U prvom slučaju analizirane su sve tri registrovane sile, dok je u drugom slučaju iz rezultata izdvojena najviša vrednost. Nešto viša granična sila kod modela stuba L52 verovatno je posledica više faktora, a kao najverovatniji uzrok može se navesti viša nosivost osnovnog AB stuba u poređenju sa nosivošću primarnog stuba kod preostala dva uzorka. Uočava se da je u oba slučaja odstupanje između računске sile i srednje vrednosti eksperimentalnih sila loma ispod 2%, što predstavlja izuzetno dobro poklapanje rezultata. Ukoliko se posmatraju pojedinačne vrednosti sila, odstupanje od računске vrednosti je do 5% kod modela L52.

Tabela 5.22 Granične sile ojačanih stubova – Grupa L5x

Uzorak	L51	L52	L53	Srednja vrednost	Računska vrednost	P_{Exp}/P_{MKE}	%
P_u [kN]	844	888	832	854.7	840.5	1.017	+2
P_u [kN]	844	-	832	838.0	840.5	0.997	0

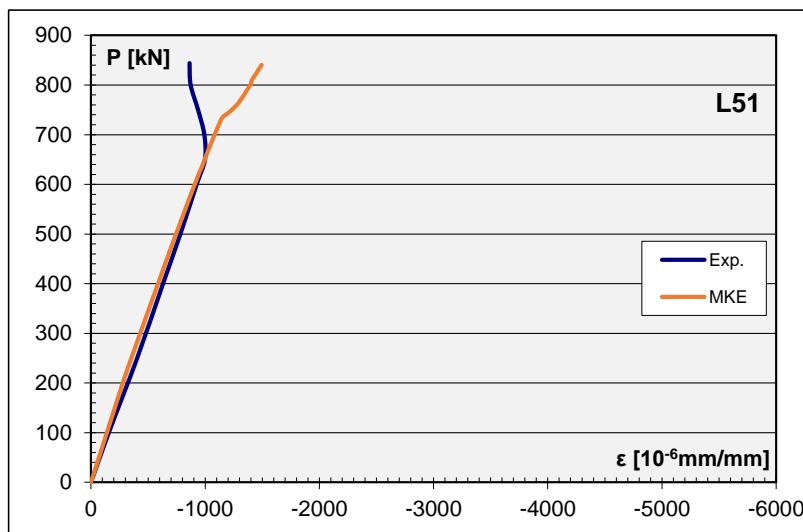
Specifične dilatacije na betonu osnovnog AB stuba kod uzorka L51 dobijene eksperimentalnim i računskim putem, u poprečnom i podužnom, pravcu uporedno su prikazane na

slici 5.49. Posmatrani stub imao je gotovo identičnu računsku graničnu silu, a uočava se dosta dobro poklapanje računskih i eksperimentalnih vrednosti specifičnih dilatacija betona u oba posmatrana pravca. Manja odstupanja između rezultata koja se uočavaju pri opterećenju do sile $P=680kN$ posledica su različitih modula elastičnosti betona u numeričkoj analizi u odnosu na module na stvarnom modelu. Veća odstupanja uočavaju se preko pomenute sile. Slično kao i kod prethodne grupe, tada usled izraženih prslina u ispuni dolazi do narušavanja transfera sile sa osnovnog stuba na čelični kavez. Maksimalna dilatacija u betonu dobijena računskim putem odgovara dilataciji loma AB stuba bez ojačanja.



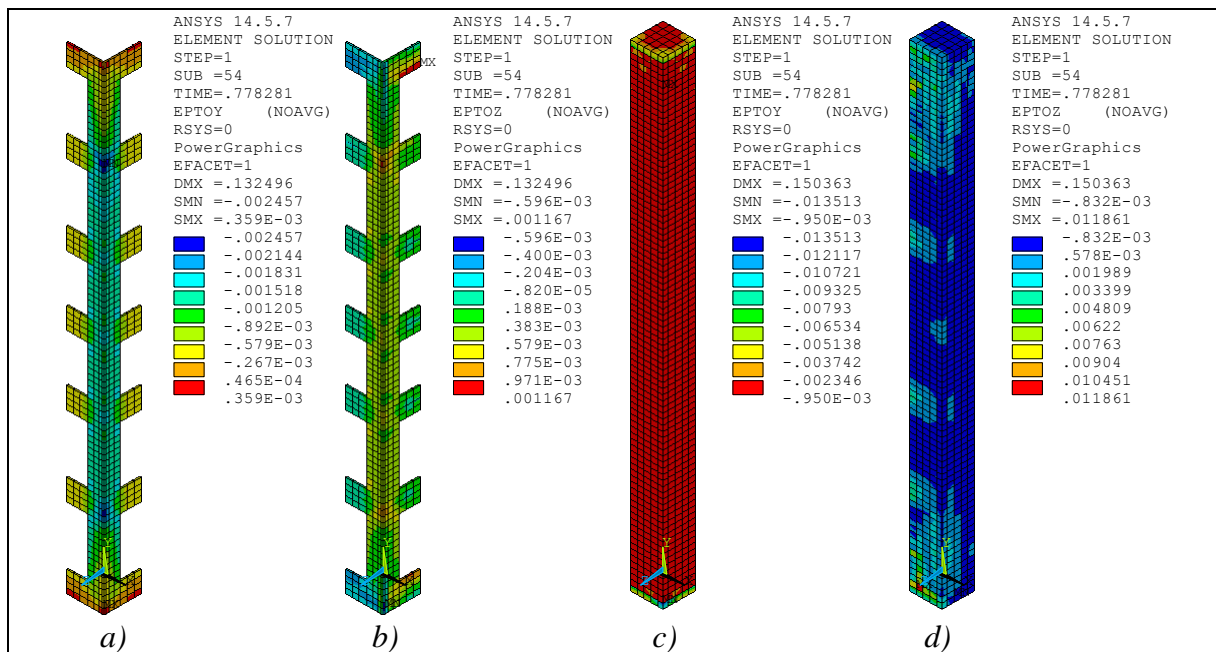
Slika 5.49 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija betona za model stuba L51

Na slici 5.50 dat je uporedni prikaz podužnih specifičnih dilatacija na čeličnim ugaonicima dobijenih eksperimentalnim i računskim putem za model stuba L51. Uočava se kako su dijagrami dilatacija dobijeni računskim i eksperimentalnim putem vrlo bliski sve do sile $P=680kN$. Kao što je već rečeno pri toj sili, usled prslina, dolazi do narušavanja veze između kaveza, ispune i osnovnog AB stuba, tako da čelični deo preseka više nije mogao da prihvata dalje povećanje opterećenja. Kao što je pomenuto kod prethodne grupe, otkazivanje kontakta između materijala nije bilo obuhvaćeno računskom analizom. Ukoliko se posmatra eksploatacioni nivo opterećenja uočava se izuzetno dobro poklapanje između računskih i merenih vrednosti, uz izraženo linearno ponašanje modela.



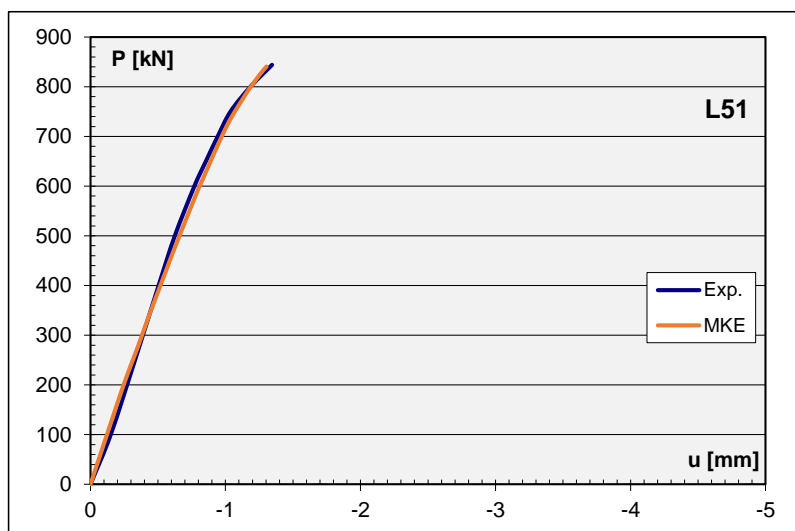
Slika 5.50 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija čeličnih ugaonika za model L51

Stanje glavnih dilatacija pri graničnom opterećenju dobijenih numeričkom analizom prikazano je na slici 5.51. Prikazane dilatacije na čeličnom kavezu (Slike *a* i *b*) i na betonu osnovnog AB stuba (Slike *c* i *d*) predstavljaju kao zbir elastične i plastične komponente. Kao i kod prethodne grupe, kao problematična mesta mogu definisati zone između prve dve horizontalne prečke na oba kraja stuba, što je potvrđeno i tokom eksperimenta.



Slika 5.51 Stanje totalnih dilatacija kod modela L51 pri graničnom opterećenju

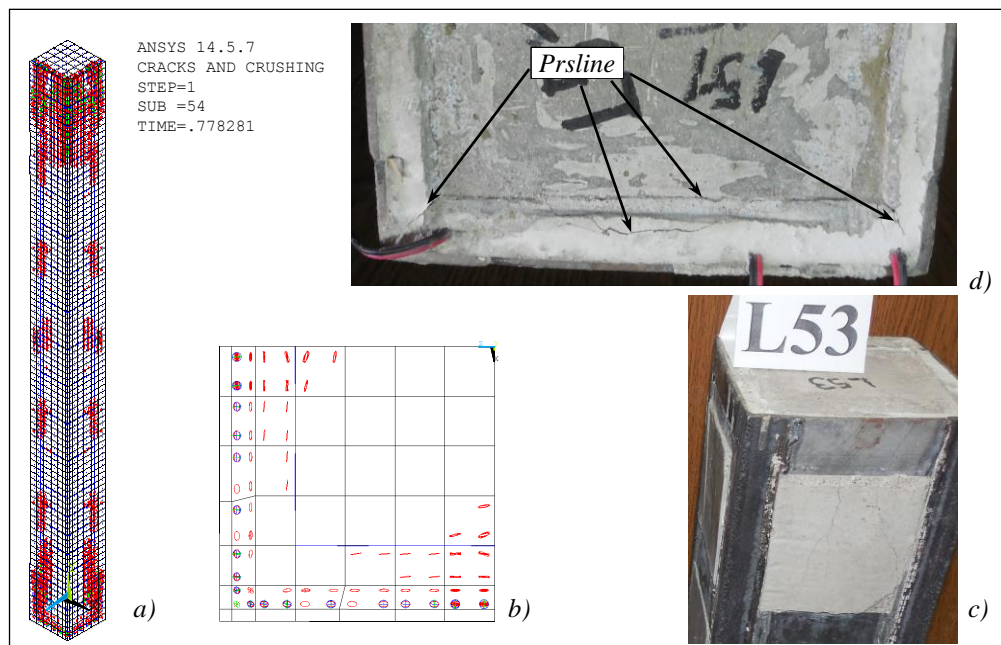
Na slici 5.52 prikazana je zavisnosti između sile i promene dužine, odnosno skraćenja stuba za model L51. Uočava se da je globalno ponašanje računskog i eksperimentalnog modela stuba vrlo blisko sve do loma, kao i da su računski vrednost granične sile i maksimalne deformacije vrlo je bliske. Gotovo potpuno linearno ponašanje stvarnog modela se uočava se sve do sile $P=680\text{kN}$, dok računski model ima manje izraženu zakrivljenost dijagrama.



Slika 5.52 Dijagram zavisnosti aksijalne sile i skraćenja stuba L51

Prsline na računskom modelu prikazane su na slici 5.53-*a* i *b*, dok se na slici 5.53-*c* i *d* vidi gornji deo modela stuba L51 i L53 neposredno nakon eksperimenta. Uočava se veoma dobro poklapanje stanja prsline na računskom i eksperimentalnom modelu. Prve prsline u ispuni određene numeričkim putem registrovane su pri inkrementu opterećenja za

$Time=0.2178$, što odgovara računskoj sili od $P=235.2kN$. Prsline se javljaju u SikaGrout-u u zonama u uglovima profila na oba kraja stuba, što nije moglo biti registrovano tokom eksperimenta. Značajniji razvoj prslina, u poljima između krajnjih veznih limova na stubu, uočena je za $Time=0.4551$, odnosno za silu $P=491.5kN$. Prve podužne prsline tokom eksperimenta primećene pri sili $P=500.0kN$, što se može smatrati kao izuzetno dobro poklapanje sa računskom vrednosti.



Slika 5.53 Stanje prslina na modelu stuba ojačanog čeličnim kavezom

Na osnovu prikazanog može se zaključiti kako su modeli stubova ojačanih čeličnim kavezima izuzetno dobro modelirani, tako da se zaključci iz računске analize mogu adekvatno primeniti na realnim uzorcima stubova. Ponašanje modela pri eksploatacionim uslovima veoma dobro se može proceniti primenom elastične analize, dok se nelinearnom analizom mogu analizirati svi nivoi opterećenja, sve do loma. Nelinearna analiza zahtevala je složenije modeliranje i veći utrošak vremena, ali je realnije procenila ponašanje modela.

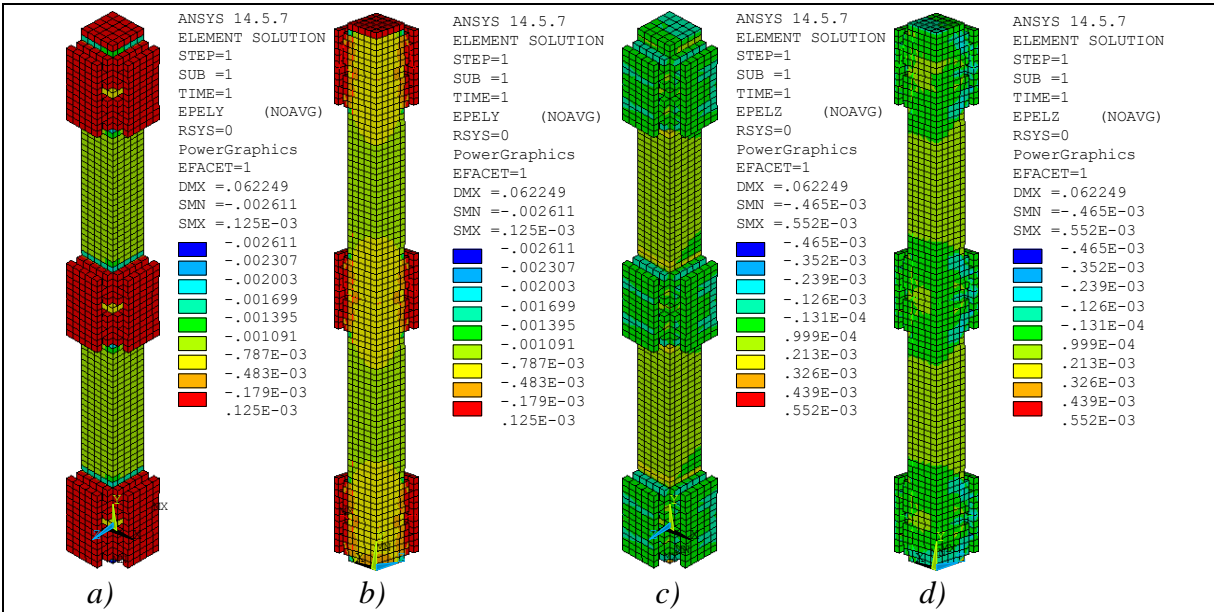
Određena odstupanja koja se uočavaju pri poređenju računskih i eksperimentalnih rezultata kod dilatacija ugaonika verovatno su posledica narušavanja veze između kaveza, ispune i osnovnog AB stuba, kada zbog prslina u ispuni, čelični deo preseka više nije mogao da prihvata dalje povećanje opterećenja.

Globalno ponašanje modela bi se moglo korigovati kreiranjem računskog modela koji bi obuhvatao i probleme proklizavanja na kontaktu između betona osnovnog AB stuba i ispune, kao i na kontaktu čeličnog kaveza i ispune, ali, kao što je već rečeno kod modela ojačanih cevima, podaci potrebni za takvu vrstu analize bili bi izuzetno složeni za određivanje. Utvrđivanje vrednosti koeficijenta trenja ili sila popuštanja veze između dva betona utegnuta čeličnim kavezom obuhvatala bi visok stepen nepouzdanosti zbog visoke složenosti takvog modela. Primenjena nelinearna analiza izuzetno dobro opisuje ponašanje modela i tačno procenjuje njegovu graničnu nosivost.

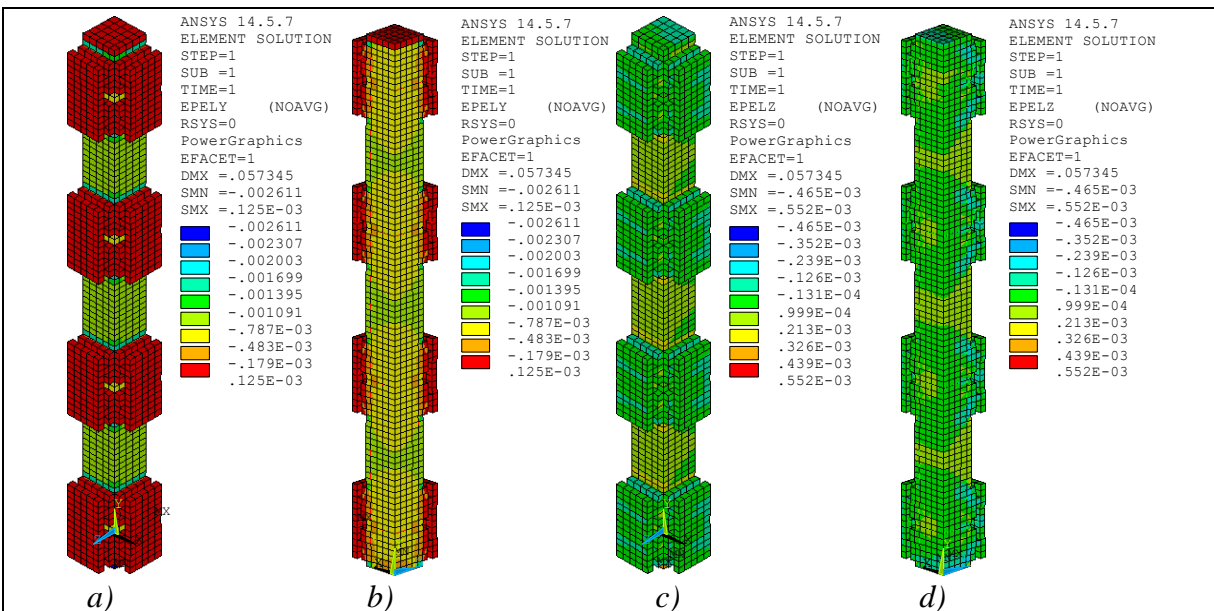
5.3.5.4. Stubovi ojačani VV zavrtnjima

Kao kod prethodnih grupa, računsko modeliranje ponašanja obe grupe AB stubova ojačanih visokovrednim zavrtnjima vršeno je prema istim principima. Na ovaj način moguća je direktna komparacija rezultata radi procene uspešnosti ojačanja AB stubova VV zavrtnjima, a omogućeno je i međusobno poređenje ojačanih modela kako bi se sagledali uticaji različitog broja i rasporeda zavrtnjeva.

Elastične dilatacije kod modela ojačanog stuba sa tri para zavrtnjeva prikazane su na slici 5.54. Slike *a* i *b* prikazuju podužne, a Slike *c* i *d* poprečne dilatacije na modelu V31. Na slici 5.55 prikazane su elastične dilatacije modela V41.



Slika 5.54 Stanje elastičnih dilatacija kod modela V31



Slika 5.55 Stanje elastičnih dilatacija kod modela V41

Specifične dilatacije određene su za opterećenje pritiskom od $p=2.78kN/cm^2$ koji je ekvivalentan sili od $P=400.3kN$, što iznosi 56% od granične sile uzorka V31, odnosno 53% od sile loma uzorka V41. Na osnovu prikazanog stanja dilatacija uočava se zona uticaja sila iz

prednapregnutih zavrtnjeva i kako je transfer opterećenja, sa pločica na stub, ostvaren na dužini koja odgovara dvostrukoj visini prenosnog sklopa. Prenos sile na stub i sa stuba na oslonac, na oba modela, izvršen je na gotovo potpuno identičan način. Analizom vrednosti specifičnih dilatacija može se uočiti uticaj rasporeda i broja VV zavrtnjeva na ponašanje modela i veličinu deformacije. Povećanje broja zavrtnjeva nije pokazalo veće razlike u stanju napona i dilatacija kod analiziranih modela, što je uočeno i tokom eksperimenta. Dužina utegnute zone odnosno, zone prenosa sile sa zavrtnja, je kod oba modela ista. Model sa većim brojem zavrtnjeva imao je utrgnut značajniji deo stuba gledano po visini uzorka, ali zone uticaja sile iz zavrtnja se međusobno nisu preklapale.

U tabeli 5.23 uporedno su prikazane računске i eksperimentalne vrednosti podužnih i poprečnih dilatacija. Uočava se da je odstupanje između izmerenih i numeričkih vrednosti za eksploatacioni nivo opterećenja preko 30%, na osnovu čega se može zaključiti kako se ponašanje modela stuba ojačanih prednaprežanjem VV zavrtnjeva ne može opisivati elastičnom analizom. Relativno veliko odstupanje rezultata verovatno je posledica pojave plastičnih deformacija koje ovom vrstom analize nisu ni mogle biti obuhvaćene.

Tabela 5.23 Vrednosti dilatacija stuba pri eksploatacionim uslovima [$\times 10^{-6}$ mm/mm]

Model	Dil.	Eksperiment	MKE	$\epsilon_{Exp}/\epsilon_{MKE}$
V3I	ϵ_y	-1099	-838	1.31
	ϵ_z	229	168	1.36
V4I	ϵ_y	-1075	-822	1.31
	ϵ_z	207	176	1.18

Nelinearna analiza obe grupe izvršena je za opterećenje ravnomernim pritiskom $p=7.5kN/cm^2$ koji odgovara sili od $P=1080kN$. Ova sila je znatno viša od eksperimentalno određenog graničnog opterećenja uzoraka. Kako bi se potvrdili rezultati dobijeni numeričkom analizom razmatrani su i slučajevi sa drugim vrednostima opterećenja. Za svaki analiziran slučaj dobijene su granične sile koje imaju međusobno vrlo bliske vrednosti. Dalja analiza prikazuje rezultate samo za pomenutu vrednost sile. U tabeli 5.24 prikazani su inkrementi sile za modele obe grupe, kao i sile loma prema računskoj analizi ($P_{u,MKE}$). Povećanje broja VV zavrtnjeva, odnosno smanjenje njihovog međusobnog razmaka nije doprineo značajnijem povećanju nosivosti.

Tabela 5.24 Granične sile dobijene računskom analizom

Model	Time	$P_{u,MKE}$ [kN]
V3I	0.6525	704.7
V4I	0.6628	715.8

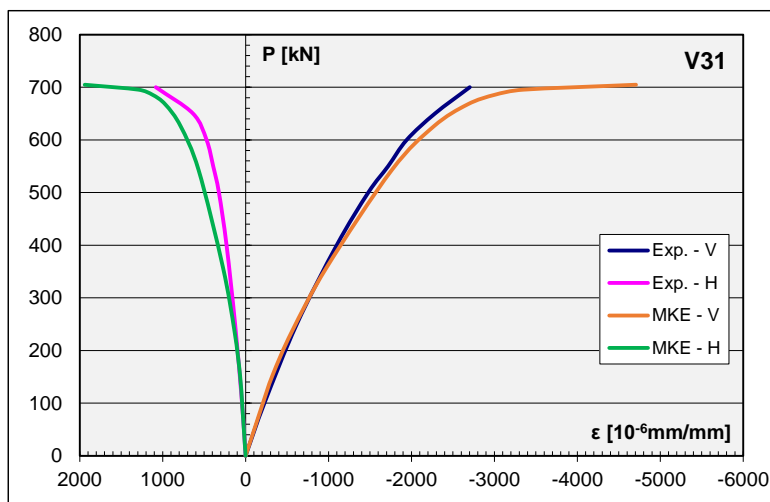
Model stuba V3I

Inkrement opterećenja za $Time=0.6525$ kod modela stuba V3I odgovara sili loma uzorka od $P_{u,MKE}=704.7kN$. U tabeli 5.25 prikazane su vrednosti graničnih sila za modele stubova koji su bili ojačani sa tri para VV zavrtnjeva dobijene eksperimentalnim putem, njihova srednja vrednost, kao i odnos između eksperimentalne i računске vrednosti. Uočava se da je odstupanje između računске i srednje vrednosti eksperimentalnih rezultata ispod 1%, što predstavlja izuzetno dobro poklapanje rezultata, a ako se posmatraju pojedinačne vrednosti sila, odstupanje od računске vrednosti je do 4%.

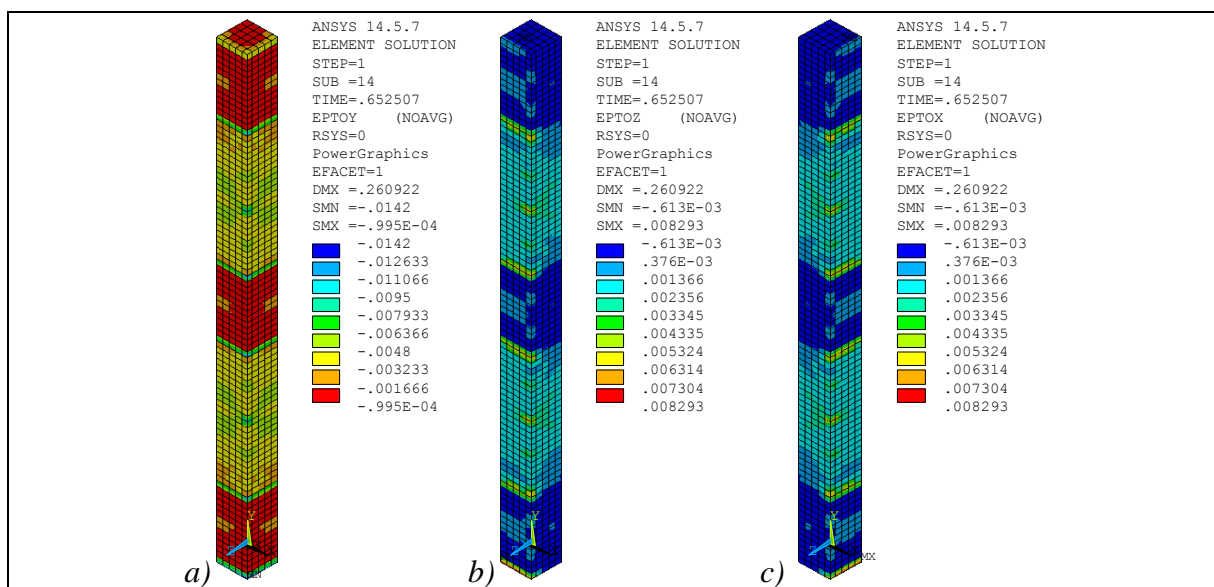
Tabela 5.25 Granične sile ojačanih stubova – Grupa V3x

Uzorak	V31	V32	V33	Srednja vrednost	Računska vrednost	P_{Exp}/P_{MKE}	%
P_u [kN]	700	732	696	709.3	704.7	1.007	+1

Specifične dilatacije u poprečnom (H) i podužnom (V) pravcu na betonu kod uzorka V31 dobijene eksperimentalnim i računskim putem uporedo su prikazane na slici 5.56. Posmatrani stub imao je gotovo identičnu računsku i izmerenu silu loma, a uočava se izuzetno dobro poklapanje računskih (MKE) i eksperimentalnih (Exp.) vrednosti dilatacija u podužnom pravcu. Manja odstupanja između rezultata uočavaju se u poprečnom pravcu. Maksimalne dilatacije u betonu dobijene računskim putem nešto su veće u poređenju s izmerenim vrednostima. Međutim, zbog gotovo potpuno horizontalnog dijagrama pri visokim stanjima napona, plastične deformacije su veoma izražene, što navodi na zaključak da se može smatrati kako je granično stanje dostignuto pri nižim deformacijama koje su vrlo bliske eksperimentalnim vrednostima.



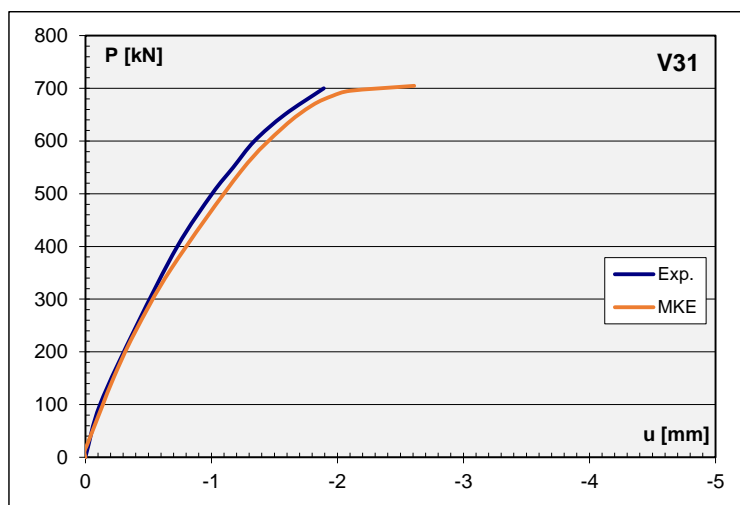
Slika 5.56 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija betona za model stuba V31



Slika 5.57 Stanje totalnih dilatacija kod modela V31 pri graničnom opterećenju

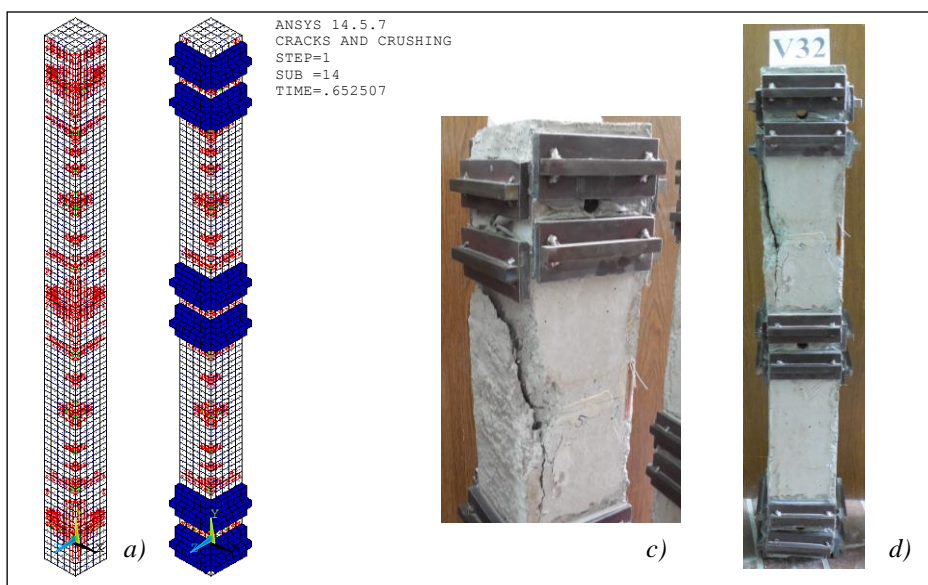
Stanje podužnih i poprečnih dilatacija pri graničnom opterećenju dobijenih numeričkom analizom prikazano je na slici 5.57. Specifične dilatacije na AB stubu prikazane su kao zbir elastične i plastične komponente. Kao problematična mesta uočavaju se zone na polovini rastojanja između krajnjeg i srednjeg metalnog sklopa za utezanje stuba, što je uočeno i tokom eksperimentalnih ispitivanja.

Na slici 5.58 prikazana je zavisnosti između sile (P) i promene dužine stuba (u) kod modela V31. Uočava se da je globalno ponašanje računskog i eksperimentalnog modela stuba vrlo blisko sve do neposredno pred lom. Računska vrednost granične sile gotovo je identična sa eksperimentalnom vrednosti, dok su maksimalne deformacije na stvarnom modelu nešto niže od numeričkih. Zbog izuzetno izraženih plastičnih deformacija pred lom računskog modela može se smatrati kako je granično stanje dostignuto pri deformacijama koje su vrlo bliske eksperimentalnim.



Slika 5.58 Dijagram zavisnosti aksijalne sile i skraćenja stuba L01

Na slici 5.59-a i b prikazane su prsline na računskom modelu sa i bez prenosnih pločica, dok se na slici 5.48-c i d vidi gornji deo modela stuba V32 neposredno nakon završenog eksperimenta i skidanja VV zavrtnjeva. Treba napomenuti da prikazani računski model predstavlja samo četvrtinu realnog stuba.



Slika 5.59 Stanje prslina na modelu stuba ojačanog sa tri para VV zavrtnjeva

Uočava se veoma dobro poklapanje prslina između računskog i eksperimentalnog modela. Do pojave značajnijih prslina u betonu izvan zone prenosnih pločica dolazi pri inkrementu opterećenja za $Time=0.5026$, što odgovara računskoj sili od $P=546.1kN$. Tokom eksperimentalnog ispitivanja prve prslina u zoni između VV zavrtnjeva registrovane su pri sili $P=500kN$, što se može smatrati dosta dobro poklapanje vrednosti.

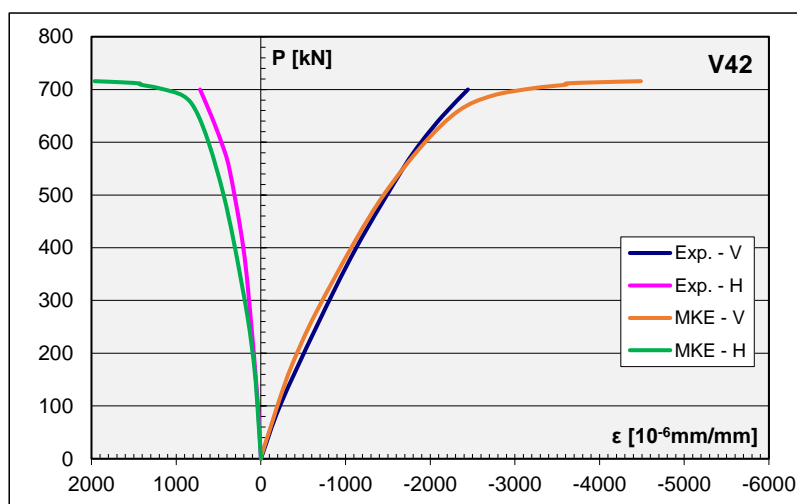
Model stuba V41

Računska sila loma $P_{u,MKE}=715.8kN$ modela stuba V41 odgovara inkrementu opterećenja za $Time=0.6628$. Vrednosti graničnih sila za modele stubova koji su bili ojačani sa četiri para VV zavrtnjeva dobijene eksperimentalnim putem, njihova srednja vrednost, kao i odnos između eksperimentalne i računске vrednosti prikazane su u tabeli 5.26. Analizom su obuhvaćena dva slučaja. U prvom slučaju analizirane su sve tri registrovane sile, dok je u drugom slučaju iz rezultata izdvojena najniža vrednost. Nešto niža granična sila kod modela stuba V42 verovatno je posledica više faktora, a kao najverovatniji uzrok može se navesti niža čvrstoća betona u poređenju sa čvrstoćom kod preostala dva uzorka, kao i određene imperfekcije nastale tokom izrade modela. Za oba slučaja odstupanje između računске sile i srednje vrednosti eksperimentalnih sila loma do 6%, što predstavlja veoma dobro poklapanje rezultata. Ukoliko se posmatraju pojedinačne vrednosti sila, odstupanje od računске vrednosti je do 7% kod modela V43.

Tabela 5.26 Granične sile ojačanih stubova – Grupa V4x

Uzorak	V41	V42	V43	Srednja vrednost	Računska vrednost	P_{Exp}/P_{MKE}	%
P_u [kN]	750	700	768	739.3	715.8	1.033	+3
P_u [kN]	750	-	768	759.0	715.5	1.060	+6

Specifične dilatacije na betonu kod uzorka V42 dobijene eksperimentalnim i računskim putem, u poprečnom i podužnom, pravcu uporedno su prikazane na slici 5.60.

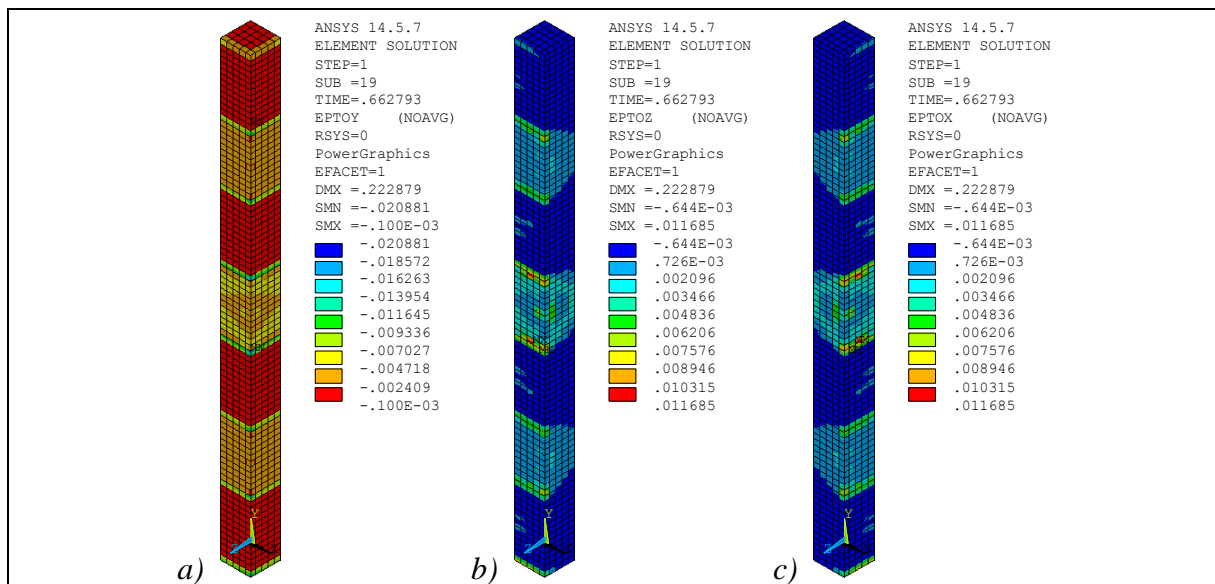


Slika 5.60 Dijagrami promene sile i specifičnih dilatacija betona za model stuba V42

Posmatrani stub imao je vrlo blisku računsku graničnu silu, a uočava se veoma dobro poklapanje numeričkih i eksperimentalnih vrednosti specifičnih dilatacija betona za oba posmatrana pravca. Slično kao i kod prethodne grupe, granične dilatacije dobijene računskim putem su veće u poređenju s izmerenim vrednostima, ali se, zbog izraženih plastičnih

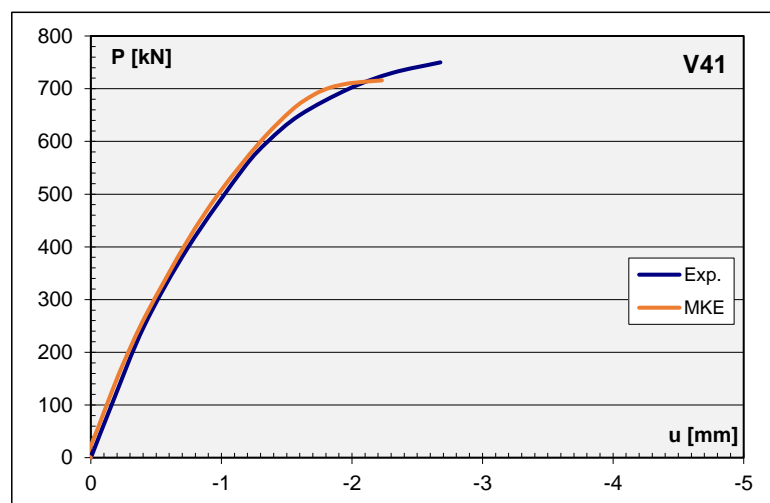
deformacija, može smatrati kako je granično stanje dostignuto pri nižim deformacijama koje su vrlo bliske eksperimentalnim vrednostima.

Specifične dilatacije u podužnom i dva ortogonalna poprečna pravca pri graničnom opterećenju određene računskom analizom prikazane su na slici 5.61. Dilatacije AB stuba prikazane su preko totalnih vrednosti. Zona na polovini visine stuba predstavlja kritično mesto, što se uočava na slikama, dok je tokom eksperimenta do loma dolazilo i u gornjoj zoni između prvih dva čelična sklopa za utezanje stuba VV zavrtnjima.



Slika 5.61 Stanje totalnih dilatacija kod modela V41 pri graničnom opterećenju

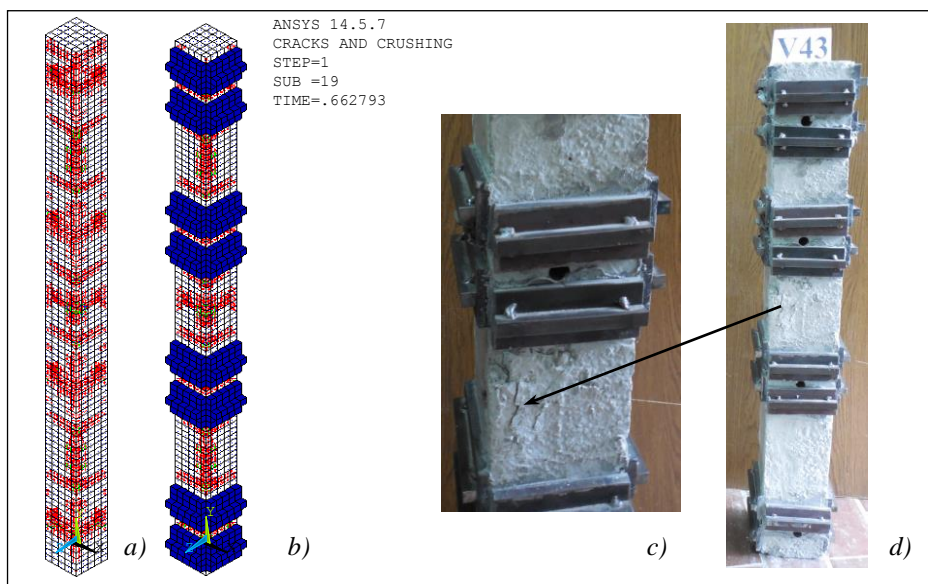
Na slici 5.62 prikazana je zavisnosti između sile i promene dužine modela V41. Uočava se da veoma dobro poklapanje između dijagrama koji opisuju ponašanje računskog i eksperimentalnog modela sve do loma. Računska vrednost granične sile i maksimalne deformacije vrlo je bliska sa eksperimentalnim vrednostima.



Slika 5.62 Dijagram zavisnosti aksijalne sile i skraćenja stuba V41

Stanje prslina na računskom modelu, sa i bez prenosnih pločica, prikazane su na slici 5.63-a i b, dok je na slici 5.63-c i d prikazan model stuba V43 neposredno nakon ispitivanja i skidanja zavrtnjeva. Kod ovog uzorka do loma je došlo na polovini visine stuba, tj. između srednjih sklopova za utezanje, tačno kako je to pokazao računski model. Stanje prslina na računskom i eksperimentalnom modelu pokazuje veoma dobro poklapanje. Značajnije prsline

izvan zone prenosnih pločica razvijaju se pri inkrementu opterećenja za $Time=0.4659$, što odgovara računskoj sili od $P=503.9kN$. U toku eksperimentalnog ispitivanja prve prsline u zoni između VV zavrtnjeva registrovane su pri sili $P=500kN$, što predstavlja potpuno poklapanje vrednosti.



Slika 5.63 Stanje prsline na modelu stuba ojačanog sa četiri para VV zavrtnjeva

Na osnovu prikazane analize može se zaključiti kako su modeli stubova ojačanih poprečno postavljenim VV zavrtnjima veoma dobro modelirani, tako da se zaključci iz numeričke analize mogu adekvatno primeniti na realnim stubovima. Ponašanje modela pri eksploatacionim uslovima nije se moglo proceniti primenom elastične analize. Zbog poprečnih sila od prednaprezanja zavrtnjeva računska analiza ovih modela zahteva primenu nelinearne analize, čime se adekvatno mogu analizirati svi nivoi opterećenja, sve do loma. Nelinearna analiza iziskivala je složenije modeliranje, ali je i realnije procenila ponašanje modela. Određena odstupanja koja se uočavaju pri poređenju računskih i eksperimentalnih rezultata uočavaju se neposredno pred lom računskog modela. Međutim, zbog izraženih plastičnih deformacija pri lomu, može se smatrati kako se granično stanje dostiže pri deformacijama koje su vrlo bliske eksperimentalnim vrednostima.

Ponašanje računskog modela moglo bi se korigovati kreiranjem računskog modela koji bi obuhvatao i otvore za prolaz zavrtnjeva, silu u zavrtnju koja bi bila uneta kao stvarna sila, a ne kao njegova početna dilatacija. Model bi mogao obuhvatiti i kreiranje intermedijalnog sloja na kontaktu između betona i čeličnih pločica sklopa za utezanje zavrtnja. Na taj način obuhvatili bi se svi efekti, ali bi izrada takvog modela bila veoma komplikovana, dok primenjena analiza izuzetno dobro opisuje ponašanje modela i tačno procenjuje njegovu graničnu nosivost.

Modeliranjem stubova svih grupa primenom računarskog softvera ANSYS, uz primenu nelinearne analize, može se veoma dobro proceniti njihova granična sila i ponašanje kroz sve faze opterećenja. Na formiranim računskim uzorcima vrlo lako bi se mogli varirati pojedini parametri kako bi se utvrdio njihov uticaj na nosivost i naponsko-deformacijski odgovor modela. Na ovaj način mogla bi se izvršiti provera svih parametara iz analize bez potrebe za izradom eksperimentalnih modela, a takođe, moglo bi se dati optimalno rešenje za ojačavanje, odnosno povećanje nosivosti u realnim konstrukcijama.

5.4. Predlog proračuna

Predlozi za proračun granične nosivosti modela ojačanih stubova izvedeni su na osnovu prikazanih eksperimentalnih istraživanja i dati su za tačno definisane slučajeve, koji obuhvataju korišćene fizičko-mehaničke karakteristike materijala, dimenzije uzoraka, raspored elemenata, uslove oslanjanja, prenosa opterećenja, i sl. Predlog proračuna zahteva potvrdu kroz više serija dodatnih eksperimentalnih i numeričkih (MKE) modeliranja, kako bi se sa visokim stepenom sigurnosti potvrdili određeni parametri i predloženi izrazi.

5.4.1. Stubovi ojačani čeličnim cevima

Granična nosivost centrično pritisnutih AB stubova kvadratnog poprečnog preseka, koji su ojačani – sanirani betonom ispunjenom čeličnom cevi, može se veoma dobro proceniti primenom propisa Evrokod 4. Primena metode proračuna dopuštena je ukoliko su ispunjeni određeni uslovi kojima su propisi ograničeni.

Nosivost na pritisak potpuno plastifikovanog spregnutog preseka može se, proračunati preko sledećeg izraza

$$N_{pl,Rk} = \eta_a \cdot A_a \cdot f_y + A_c \cdot f_{ck} \left[1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right] + A_F \cdot f_{ck,F} \left[1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck,F}} \right] + A_s f_{sk} \quad (5.23)$$

Izraz i Evrokoda modifikovan je kako bi se u proračun unele stvarne karakteristike dva različita betona. Ukupna površina betona podeljena je na površinu betona osnovnog stuba (A_c) i površinu ispune (A_F), dok čvrstoće betona predstavljaju jednoaksijane pritisne čvrstoće cilindra betona osnovnog AB stuba (f_{ck}) i ispune ($f_{ck,F}$).

Nosivost štapa spregnutog preseka potrebno je redukovati za odgovarajući model izvijanja preko izraza

$$N_{u,EC4} = \chi \cdot N_{pl,Rk} \quad (5.24)$$

Ukoliko nisu ispunjeni uslovi čvrstoće betona kojima propisi ograničeni, tj. čvrstoća betona je viša od klase C60/75, preporučuje se korigovani izraz

$$N_{u,EC4} = \phi \cdot \chi \cdot N_{pl,Rk} \quad (5.25)$$

gdje je koeficijent umanjenja nosivosti (ϕ) dat uz preporučenu vrednost od $\phi=0.80$.

Izraz (5.25) mogao bi se preporučiti i za slučajeve kada se modeli nalaze u granica važenja propisa. Na taj način bi se obuhvatile i ostale nesavršenosti koje se mogu javiti kod ojačavanja stubova ovom metodom.

5.4.2. Stubovi ojačani čeličnim L profilima

Kod centrično pritisnutih AB stubova kvadratnog poprečnog preseka, koji su ojačani čeličnim kavezom i ispunom od sitnozrnog betona, granična nosivost može se proceniti primenom propisa za proračun konstrukcija spregnutog preseka od čelika i betona Evrokod 4.

Nosivost na pritisak može se odrediti preko izraza

$$N_{pl,Rk} = A_a f_y + 0.85(A_c f_{ck} + A_F f_{ck,F}) + A_s f_{sk} \quad (5.26)$$

Kao i kod prethodnog slučaja prikazan je modifikovan izraz iz Evrokoda kako bi se obuhvatile fizičko-mehaničke karakteristike dva različita betona

Granična nosivost stuba spregnutog preseka redukovana za odgovarajući model izvijanja i koeficijent umanjenja nosivosti računa se kao:

$$N_{u,EC4} = \phi \cdot \chi \cdot N_{pl,Rk} \quad (5.27)$$

Preporučena vrednost koeficijenta smanjenja nosivosti od $\phi=0.80$ je data isto kao i kod stubova ojačanih cevima. Izraz koji je predložio Regalado [153] uz koeficijent $\phi=0.60$ može se primeniti kako se bi se obuhvatile i ostale nesavršenosti i nepoznanice koje se mogu javiti kod ojačavanja stubova čeličnim kavezima.

5.4.3. Stubovi ojačani VV zavrtnjima

Stubovi ojačani prednapregnutim poprečno postavljenim zavrtnjima nisu direktno obuhvaćeni propisima, ali se može napraviti analogija sa proračunom nosivosti uz uvećanu pritisnu čvrstoću betona usled bočnih pritisaka iz Evrokoda 2 [42], kao što je to prikazano u drugom poglavlju (Deo 2.2.3.).

Visokovredni zavrtnji bili su pritegnuti početnom silom $F_{p,0}=50kN$, uz usvojen pad sile u zavrtnju od 10% prema [139] i [51].

Efektivni poprečni napon pritiska određen je kao

$$p = F_{p,0} / A_{pl}^{(1)} = 45 \cdot 10^{-3} / 144 \cdot 10^{-4} = 3.13 MPa$$

gde je:

$$F_{p,0} = 45kN \quad - \text{ sila pritezanja zavrtnja, nakon elastičnih gubitaka od 10\%;}$$

$$A_{pl}^{(1)} = 12^2 = 144cm^2 \quad - \text{ površina preko koje se sila sa zavrtnja prenosi na stub.}$$

Čvrstoća betona na pritisak (f_{ck}) kod stubova ojačanih pritezanjem poprečno postavljenih VV zavrtnjeva određuje se uz uzimanje u obzir bočnih napona pritiska. Utezanjem betona menja se efektivni odnos napon-dilatacija, usled čega se, pri opterećenju do loma, dostižu veće čvrstoće i veće kritične dilatacije. Uvećana čvrstoća betona na pritisak ($f_{ck,c}$), prema Evrokodu 2 [42], određuje se, uz navedeni uslov, iz izraza

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1.125 + 2.5 p / f_{ck}) \quad \text{za } p / f_{ck} > 0.05 \quad (5.28)$$

U odredbama iz Evrokoda, za korišćenje prethodnog izraza, podrazumeva se da je bočni pritisak (p) apliciran celom visinom uzorka, što u posmatranom slučaju nije ostvareno. Iz tog razloga izvršena je korekcija izraza (5.28) tako da se u analizu uključi i broj redova zavrtnjeva, odnosno površina preko koje je izvršeno efektivno utezanje uzorka.

Modifikacija izraza za određivanje povećane čvrstoće betona izvršena je pomoću koeficijenta pokrivenosti (k_p) koji predstavlja odnos

$$k_p = \frac{A_p}{A_{ss}} = \frac{nA_p^{(1)}}{A_{ss}} \quad (5.29)$$

gde su:

- A_p – površina svih pločica na jednoj stranici stuba;
- n – broj pločica/zavrtnjeva na jednoj stranici stuba;
- $A_p^{(1)}$ – površina jedne pločice preko koje se vrši prenos sile sa VV zavrtnja;
- A_{ss} – površina jedne stranice stuba ($A_{ss}=a \times l$).

Koeficijent pokrivenosti nalazi se u intervalu $0 < k_p \leq 1.0$. Najmanja vrednost predstavlja bi trivijalan slučaj – stub bez pločica tj. ojačanja, dok maksimalna vrednost podrazumeva stub kod kojeg je celokupna površina bočne stranice prekrivena pločicama za prenos sile.

Uvećana čvrstoća betona na pritisak ($f_{ck,c}$) kod stubova ojačanih pritezanjem VV zavrt-njeva može se odrediti iz izraza

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1.125 + k_p \cdot 2.5 p / f_{ck}) \quad (5.30)$$

Za primenu prikazane metode proračuna nosivosti stuba ojačanog prednaprezanjem poprečnih zavrt-njeva mora se ispuniti uslov $p / f_{ck} \geq 0.05$, tj. da odnos bočnog pritiska i priti-sne čvrstoće betona bez ojačanja bude veći od 5%.

5.4.3.1. Rezultati sopstvenih istraživanja

Model stuba V31

U slučaju modela stuba sa tri para zavrt-njeva ($n=3$) koeficijent pokrivenosti iznosi

$$k = \frac{nA_p^{(1)}}{A_{ss}} = \frac{3 \cdot 12^2}{12 \cdot 90} = \frac{432 \text{ cm}^2}{1080 \text{ cm}^2} = 0.400,$$

što znači da je 40% površine uzorka efektivno utegnuto zavrt-njima.

Za jednoaksijalnu čvrstoću osnovnog AB stuba usvojen je središnji napon dobijen sa prosečnom silom loma modela stubova kontrolne grupe (srP_u).

$$f_{ck} = \frac{srP_u}{A_c} = \frac{592 \cdot 10^{-3}}{144 \cdot 10^{-4}} = 41.1 \text{ MPa}$$

Odnos bočnog pritiska i čvrstoće betona

$$p / f_{ck} = 3.13 / 41.1 = 0.076$$

nalazi se iznad granice od 5%, tako da se posmatrani uzorak nalazi u domenu važnosti izraza (5.28) odnosno (5.30).

Čvrstoća betona nakon utezanja određena iz izraza (5.30) iznosi

$$f_{ck,c} = 41.1 (1.125 + 0.400 \cdot 2.5 \cdot 0.076) = 49.4 \text{ MPa}$$

Računska granična sila ($N_{u,r}$) modela stuba ojačanog sa tri reda VV zavrt-njeva pritegnutih silom $F_{P,0}=45 \text{ kN}$ iznosi

$$N_{u,r} = f_{ck,c} \cdot A_c = 49.4 \cdot 10^3 \cdot 144 \cdot 10^{-4} = 711.4 \text{ kN}$$

Sila loma modela V31 koja je određena eksperimentalnim putem iznosi $P_{u,exp}=700 \text{ kN}$, što je u odnosu na računsku silu manje za oko 1%. Granične sile za modele stubova ojačanih pritezanjem sa po tri para visokovrednih zavrt-njeva registrovane prilikom ispitivanja prikazane su u tabeli 5.27. Prikazane su još i prosečna vrednost rezultata, računaska vrednost sile, odnos za eksperimentalne i računske vrednosti, standardna devijacija, koeficijent varijacije i raspon rezultata.

Tabela 5.27 Granične sile ojačanih stubova – Grupa V3x

Uzorak	V31	V32	V33	$srP_{u,exp}$ [kN]	$N_{u,r}$ [kN]	S_n	C_v	R
$P_{u,exp}$ [kN]	700	732	696	709.3	711.0	19.7	2.8	36.0
$P_{u,exp} / N_{u,p}$	0.985	1.030	0.943	0.998	-	0.043	4.33	0.09

Ukoliko se posmatra srednja vrednost eksperimentalnih rezultata $sr.P_{u,Exp.}=709.3kN$, uočava se da proračunska sila vrlo dobro opisuje izmerene vrednosti. Iz svega prikazanog može zaključiti kako graničnu nosivost modela stuba određuju: sila pritezanja, broj zavrtnjeva, kao i nosivost osnovnog AB stuba.

Granična dilatacija za utegnuto beton ($\varepsilon_{c2,c}$) se, prema Evrokodu 2 [42], određuje iz

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2}(f_{ck,c} / f_{ck})^2 \quad (5.31)$$

$\varepsilon_{c2} = 2\text{‰}$ – Dilatacija koja odgovara maksimalnoj čvrstoći neutegnutog betona.

Računska vrednost granične dilatacije za model posmatrani model stuba iznosi:

$$\varepsilon_{c2,c} = 2.000(49.4 / 41.1)^2 = 2.885\text{‰}.$$

Eksperimentalno izmerena dilatacija pri maksimalnoj nosivosti uzorka V31 (Slika 4.72) iznosi $\varepsilon_{c2,c,Exp}=2.700\text{‰}$, što je u poređenju sa računskom vrednosti vrlo blizak rezultat. U razmatranoj analizi dilatacije usled napona pritiska prikazane su sa pozitivnim znakom.

Model stuba V41

Ojačavanje modela stuba V41 izvršeno je pritezanjem četiri para ortogonalnih VV zavrtnjeva ($n=4$), tako da u ovom slučaju koeficijent pokrivenosti iznosi

$$k = \frac{nA_p^{(1)}}{A_{ss}} = \frac{4 \cdot 12^2}{12 \cdot 90} = \frac{576cm^2}{1080cm^2} = 0.533,$$

što predstavlja 53.3% površine uzorka koja je efektivno utegnuta zavrtnjima.

Jednoaksijalna čvrstoća osnovnog AB stuba i odnos bočnog pritiska i čvrstoće betona određene su kao i kod prethodne grupe.

Čvrstoća betona nakon utezanja određena iz izraza (5.30) iznosi

$$f_{ck,c} = 41.1(1.125 + 0.533 \cdot 2.5 \cdot 0.073) = 50.4MPa$$

Računska granična sila modela stuba ojačanog sa četiri reda VV zavrtnjeva iznosi:

$$N_{u,r} = f_{ck,c} \cdot A_c = 51.1 \cdot 10^3 \cdot 144 \cdot 10^{-4} = 726.0kN$$

U tabeli 5.28 prikazane su granične sile za modele stubova ojačanih pritezanjem četiri para VV zavrtnjeva registrovane prilikom ispitivanja. Prikazane su još i prosečna vrednost rezultata, računski odnos za eksperimentalne i računski odnos, standardna devijacija, koeficijent varijacije i raspon rezultata.

Tabela 5.28 Granične sile ojačanih stubova – Grupa V4x

Uzorak	V41	V42	V43	$sr.P_{u,exp}$ [kN]	$N_{u,r}$ [kN]	S_n	C_v	R
$P_{u,exp}$ [kN]	750	700	768	739.3	726.0	35.2	4.8	68.0
$P_{u,exp} / N_{u,p}$	1.033	0.964	1.058	1.018	-	0.049	4.77	0.09

Iz tabele se uočava da, ako se posmatra srednja vrednost eksperimentalnih rezultata $sr.P_{u,Exp.}=739.3kN$, proračunska sila vrlo dobro opisuje izmerene vrednosti. Na osnovu svega

prikazanog može zaključiti kako graničnu nosivost modela stuba, kao i kod prethodne grupe, određuju: broj zavrtnjeva, sila pritezanja i nosivost osnovnog AB stuba.

Računska vrednost granične dilatacije za model stuba *V41* uzimajući u obzir efekte utezanja betona određena je prema izrazu (5.31).

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2}(f_{ck,c} / f_{ck})^2 = 2.000(50.4 / 41.1)^2 = 3.008\% .$$

Eksperimentalno izmerena dilatacija pri maksimalnoj nosivosti uzorka *V41* iznosi $\varepsilon_{c2,c,Exp}=2.964\%$, (Slika 4.84) što je u poređenju sa računskom vrednosti gotovo identičan rezultat.

5.4.3.2. Primeri iz literature

Proračun nosivosti stuba ojačanog prednaprežanjem poprečnih zavrtnjeva proveren je i na modelima stubova iz radova *Ostojić* [96] i *Srđenović* [127].

U okviru istraživanja koja je izvršio *Ostojić* [96] izvršena je eksperimentalna analiza granične nosivosti centrično pritisnutih AB ojačanih prednaprežanjem visokovrednih zavrtnjeva. Zavrtnji su naizmenično raspoređeni na bočnim stranicama stuba u sedam, odnosno četiri reda, kao što se vidi na slici 2.14.

Model stuba sa sedam zavrtnjeva

Kod modela stuba sa sedam zavrtnjeva, oni su na bočnim stranicama raspoređeni naizmenično, tako da se na dve naspramne stranice stuba nalaze po tri, odnosno četiri pločice/zavrtnja. Koeficijent pokrivenosti stranice određen je za slučaj kada je na jednoj stranici stuba samo tri zavrtnja ($n=3$), i iznosi:

$$k = \frac{nA_p^{(1)}}{A_{ss}} = \frac{3 \cdot 13^2}{13 \cdot 100} = \frac{507 \text{ cm}^2}{1300 \text{ cm}^2} = 0.39$$

Za jednoaksijalnu čvrstoću osnovnog AB stuba usvojen je središnji napon dobijen sa prosečnom silom loma modela stubova kontrolne grupe ($_{sr}P_u$).

$$f_{ck} = \frac{_{sr}P_u}{A_c} = \frac{667 \cdot 10^{-3}}{13^2 \cdot 10^{-4}} = 39.45 \text{ MPa}$$

Visokovredni zavrtnji bili su pritegnuti početnom silom $F_{P,0}^0=50 \text{ kN}$, a usvojen je pad sile u zavrtnju od 10%. Efektivni poprečni napon pritiska određen je kao

$$p = F_{P,0} / A_{pl}^{(1)} = 45 \cdot 10^{-3} / 169 \cdot 10^{-4} = 2.66 \text{ MPa} ,$$

tako da odnos bočnog pritiska i čvrstoće betona iznosi

$$p / f_{ck} = 2.63 / 39.45 = 0.068 > 0.05 .$$

Čvrstoća betona nakon utezanja određena iz izraza (5.30) iznosi

$$f_{ck,c} = 39.45(1.125 + 0.390 \cdot 2.5 \cdot 0.068) = 46.97 \text{ MPa}$$

Računska granična sila ($N_{u,r}$) modela stuba ojačanog sa sedam VV zavrtnjeva pritegnutih silom $F_{P,0}=45 \text{ kN}$ iznosi:

$$N_{u,r} = f_{ck,c} \cdot A_c = 46.97 \cdot 10^3 \cdot 169 \cdot 10^{-4} = 793.9 \text{ kN}$$

Model stuba sa četiri zavrtnja

Zavrtnji su na bočnim stranicama, kod modela stuba sa četiri zavrtnja, raspoređeni naizmenično, tako da se na naspramnim stranicama stuba nalaze po dve pločice/zavrtnja. Koeficijent pokrivenosti stranice iznosi

$$k = \frac{nA_p^{(1)}}{A_{ss}} = \frac{2 \cdot 13^2}{13 \cdot 100} = \frac{338 \text{cm}^2}{1300 \text{cm}^2} = 0.26$$

Čvrstoća osnovnog AB stuba, efektivni poprečni napon pritiska, kao i odnos bočnog pritiska i čvrstoće betona su isti kao i kod prethodne grupe, tako da pritiska čvrstoća betona nakon utezanja iznosi

$$f_{ck,c} = 39.45(1.125 + 0.260 \cdot 2.5 \cdot 0.068) = 46.11 \text{MPa}$$

Računska granična sila modela stuba ojačanog sa četiri VV zavrtnja iznosi

$$N_{u,r} = f_{ck,c} \cdot A_c = 46.11 \cdot 10^3 \cdot 169 \cdot 10^{-4} = 779.3 \text{kN}$$

Granične sile za modele stubova ojačane VV zavrtnjima registrovane prilikom ispitivanja date su u tabeli 5.29. Prikazane su još i prosečna vrednost rezultata, računski vrednost sile, odnos za eksperimentalne i računski vrednosti, standardna devijacija, koeficijent varijacije i raspon rezultata.

Tabela 5.29 Granične sile ojačanih stubova

7 zavrtnjeva								
Uzorak	1	2	3	$srP_{u,exp}$ [kN]	$N_{u,r}$ [kN]	S_n	C_v	R
$P_{u,exp}$ [kN]	796	728	672	732	793.9	62.1	8.48	124
$P_{u,exp}/N_{u,p}$	1.003	0.917	0.846	0.922	-	0.078	8.48	0.16
4 zavrtnja								
Uzorak	1	2	3	$srP_{u,exp}$ [kN]	$N_{u,r}$ [kN]	S_n	C_v	R
$P_{u,exp}$ [kN]	732	788	848	789	793.9	58.0	7.35	116
$P_{u,exp}/N_{u,p}$	0.939	1.011	1.088	1.013	-	0.074	7.35	0.15

Ukoliko se posmatra srednja vrednost eksperimentalnih rezultata uzoraka prve grupe, uočava se da je proračunska sila znatno viša, od izmerene, što se može objasniti dosta visokim rasponom izmerenih vrednosti (R). Ako bi se posmatrao samo uzorak 1 uočava se da se računski vrednost sile u potpunosti poklapa sa eksperimentalnom. Slično se može uočiti i kod modela druge grupe. Dosta visok raspon rezultata takođe utiče na odstupanja između merenih i računski vrednosti, iako je ovde to manje izraženo. Na osnovu svega može zaključiti kako je graničnu nosivost modela stuba ojačanog prednapregnutim zavrtnjima moguće proceniti na prikazan način.

Istraživanja koja je izvršio *Srđenović* [127] obuhvatila su eksperimentalnu analizu granične nosivosti centrično pritisnutih AB ojačanih VV zavrtnjima, koji su na bočnim stranicama stuba raspoređeni u tri, odnosno četiri reda, kao što se vidi na slici 2.16.

Model stuba sa tri reda zavrtnjeva

Koeficijent pokrivenosti stranice iznosi

$$k = \frac{nA_p^{(1)}}{A_{ss}} = \frac{3 \cdot 10^2}{10 \cdot 70} = \frac{300 \text{cm}^2}{700 \text{cm}^2} = 0.429$$

Jednoaksijalna čvrstoća betona osnovnog AB stuba dobijena je sa prosečnom silom loma modela stubova kontrolne grupe ($_{sr}P_u$).

$$f_{ck} = \frac{_{sr}P_u}{A_c} = \frac{339.3 \cdot 10^{-3}}{10^2 \cdot 10^{-4}} = 33.93 \text{MPa}$$

Visokovredni zavrtnji pritegnuti su početnom silom $F_{P,0}^0 = 50 \text{kN}$, uz usvojen pad sile od 10%. Efektivni poprečni napon pritiska iznosi

$$p = F_{P,0} / A_{pl}^{(1)} = 45 \cdot 10^{-3} / 100 \cdot 10^{-4} = 4.50 \text{MPa},$$

tako da je odnos bočnog pritiska i čvrstoće betona:

$$p / f_{ck} = 4.50 / 33.93 = 0.133 > 0.05.$$

Čvrstoća betona nakon utezanja iznosi:

$$f_{ck,c} = 33.93(1.125 + 0.429 \cdot 2.5 \cdot 0.133) = 43.00 \text{MPa},$$

dok je računaska granična sila modela ojačanog stuba:

$$N_{u,r} = f_{ck,c} \cdot A_c = 43.00 \cdot 10^3 \cdot 100 \cdot 10^{-4} = 430.0 \text{kN}$$

Model stuba sa četiri reda zavrtnjeva

Koeficijent pokrivenosti stranice iznosi

$$k = \frac{nA_p^{(1)}}{A_{ss}} = \frac{4 \cdot 10^2}{10 \cdot 70} = \frac{400 \text{cm}^2}{700 \text{cm}^2} = 0.571$$

Čvrstoća betona osnovnog AB stuba, efektivni poprečni napon pritiska, kao i odnos bočnog pritiska i čvrstoće betona su isti kao i kod modela prethodne grupe, tako da pritisna čvrstoća betona nakon utezanja iznosi

$$f_{ck,c} = 33.93(1.125 + 0.571 \cdot 2.5 \cdot 0.133) = 44.60 \text{MPa}$$

Računska granična sila modela stuba ojačanog sa četiri reda VV zavrtnjeva iznosi

$$N_{u,r} = f_{ck,c} \cdot A_c = 44.60 \cdot 10^3 \cdot 100 \cdot 10^{-4} = 446.0 \text{kN}$$

Granične sile za modele ojačanih stubova registrovane prilikom ispitivanja date su u tabeli 5.30. U tabeli su prikazane su još i prosečna vrednost rezultata, računaska vrednost sile, odnos za eksperimentalnih i računske vrednosti, kao parametri statističke analize.

Dobijeni rezultati se mogu tumačiti slično kao i kod prethodnog istraživanja [97]. Ukoliko se posmatra srednja vrednost eksperimentalnih rezultata uzoraka prve grupe, uočava

se da je proračunska sila za oko 6% viša od izmerene, dok uzorak 1 ima eksperimentalnu silu koja je vrlo bliska računskoj vrednosti. Kod modela druge grupe, takođe se može uočiti relativno dobro poklapanje između merenih i računске vrednosti. Dosta visok raspon rezultata je najverovatniji uzrok odstupanja rezultata.

Tabela 5.30 Granične sile ojačanih stubova

3 reda zavrtnjeva								
Uzorak	1	2	3	$srP_{u,exp}$ [kN]	$N_{u,r}$ [kN]	S_n	C_v	R
$P_{u,exp}$ [kN]	436	380	396	404.0	430	28.8	7.14	56.0
$P_{u,exp}/N_{u,p}$	1.014	0.884	0.921	0.940	-	0.067	7.14	0.13
4 reda zavrtnjeva								
Uzorak	1	2	3	$srP_{u,exp}$ [kN]	$N_{u,r}$ [kN]	S_n	C_v	R
$P_{u,exp}$ [kN]	444	480	432	452.0	446	25.0	5.53	48.0
$P_{u,exp}/N_{u,p}$	0.995	1.076	0.969	1.013	-	0.056	5.53	0.11

Na osnovu prikazane analize nosivosti stubova ojačanih VV zavrtnjima iz tri eksperimenta, može zaključiti kako je graničnu silu modela stuba ojačanog prednapregnutim zavrtnjima moguće proceniti na prikazan način. Nosivost modela stuba određuju: sila pritezanja, broj zavrtnjeva, kao i sama nosivost AB stuba koji se ojačava.

5.5. Zaključci

Rezultati numeričke analize metodom konačnih elemenata u velikoj meri zavise od pretpostavki prilikom formiranja i formulisanja računskog modela, što podrazumeva da se i izneti zaključci odnose na tačno definisan okvir važenja. Prema podacima dobijenim nakon sprovedene računске analize primenom evropskih standarda Evrokod 4 i primenom postupaka metode konačnih elemenata formirani su sledeći zaključci:

- Analizom nosivosti AB stubova kvadratnog poprečnog preseka ojačanih sprežanjem sa čeličnim cevima i ispunom od betona primenom standarda EC-4 uočeno je da proračun plastične nosivosti daje veoma dobre rezultate, ukoliko su ispunjeni uslovi kojima su propisi ograničeni. Granične sile koje se dobijaju računskim putem odgovaraju eksperimentalnim, te je s toga primena standarda Evrokod 4 za proračun nosivosti ojačanih AB stubova moguća.
- Plastična nosivost AB stubova ojačanih sprežanjem sa čeličnim kavezom i omotačem od sitnozrnog betona određena standardom Evrokod 4 daje i do 20% veće granične sile u poređenju s eksperimentalnim. Ovo navodi na zaključak kako je primena propisa za proračun spregnutog stuba moguća uz uvođenje koeficijenta umanjenja nosivosti $\phi=0.85$.
- Ponašanje AB stubova bez ojačanja i stubova spregnutog preseka je u domenu eksploatacionog opterećenja izraženo linearno, što dopušta primenu elastične analize za proračun napona i deformacija pri nivoima opterećenja do polovine granične nosivosti stuba.
- Ponašanje stubova ojačanih prednaprežanjem poprečnim VV zavrtnjima pri eksploatacionim stanjima ne može se dobro proceniti primenom elastične analize.

- Sprovedeno je i numeričko određivanje graničnih sila svih modela primenom nelinearne analize, kojom su obuhvaćene materijalne i geometrijske nelinearnosti stuba. Na taj način može se realnije proceniti ponašanje modela pri svim nivoima opterećenja, ali to iziskuje i znatno složenije modeliranje, kao i veći utrošak računarskog vremena.
- Složeniji numerički modeli koji bi obuhvatili probleme popuštanja i proklizavanja veze na spoju ispune i osnovnog AB stuba još bi realnije procenili ponašanje. Međutim, podaci za takvu analizu bili bi izuzetno složeni za određivanje, a obuhvatali bi dosta visok stepen nepouzdanosti zbog složenosti betona kao materijala. Izrada takvog modela bila bi veoma komplikovana, dok primenjena analiza kod svih modela izuzetno dobro opisuje njihovo ponašanje i graničnu nosivost.
- Ukoliko je potrebno izvršiti proveru granične nosivosti stubova spregnutog preseka moguće je i primeniti postupak nelinearne analize sa promenom modula elastičnosti u koracima. Ovaj postupak na proračunu nosivosti stubova od armiranog betona je opisan je u radu [149], dok je kod AB stubova ojačanih čeličnim cevima postupak prikazan u radu [133].
- Primenom odgovarajućeg računarskog softvera veoma dobro se može opisati ponašanje realnih modela, tako da se na računskom modelu uspešno mogu varirati pojedini parametri, kao što su čvrstoća betona, kvalitet čelika (lima i toplovaljanih profila), dimenzije ugaonika, prečnik i debljina zida cevi, itd. Na taj način može se utvrditi njihov uticaj, što bi dalo optimalno rešenje problema povećanja nosivosti, odnosno duktilnosti stuba realne konstrukcije.
- Predloženi računski modeli veoma dobro procenjuju graničnu nosivost ojačanih stubova.

Završne napomene i zaključci

6

6. ZAVRŠNE NAPOMENE I ZAKLJUČCI

6.1. Sumiranje rezultata

U uvodnom poglavlju date su osnovne napomene u kojima se ističe predmet i značaj istraživanja. Navode se polazne pretpostavke, cilj istraživanja i primenljivost rezultata. Predmet doktorske disertacije je eksperimentalno–teorijska analiza ponašanja modela aksijalno pritisnutih štapova spregnutog poprečnog preseka formiranog od čelika i betona, pri eksploatacionom i graničnom opterećenju. Spregnuti preseki formirani su ojačavanjem armiranobetonskih štapova čelikom. AB stubovi kvadratnog poprečnog preseka su ojačavani čeličnim cevima, kavezima od ugaonika i veznih limovima, kao i prednaprežanjem pomoću poprečno postavljanih zavrtnjeva. Izborom dimenzija uzoraka simulirana "stroga geometrijska sličnost" u odnosu 1:3.3 prema realnim konstrukcijama.

Potreba za ojačanjima – sanacijom AB stubova pomenutim metodama nameće kao rešenje u slučajevima kada stub iz određenih razloga nema zadovoljavajući koeficijent sigurnosti, bilo zbog povećanja opterećenja, gubitka preseka ili zbog grešaka u projektovanju i/ili izvođenju koje ugrožavaju njihovu nosivost.

U drugom poglavlju date su teorijske osnove proračuna spregnutih stubova primenom klasične teorije elastičnosti. Takođe, je dat i proračun prema standardu Evrokod EC4, kao i prikaz dosadašnjih istraživanja iz oblasti spregnutih stubova. Akcenat je stavljen na radove koji su usko vezani za temu ove disertacije. Podaci nekoliko eksperimenata, koji su detaljnije prikazani, poslužili su cilju donošenja zaključaka i upoređenja sa rezultatima sopstvenih istraživanja.

Poglavlje tri opisuje sve faze programa ispitivanja uz opis modela i prikaz pripreme uzoraka. Dat je prikaz svih ispitivanih karakteristika materijala upotrebljenih za izradu modela, prikaz karakteristika korišćenih instrumenata i uređaja, a data je i detaljna procedura ispitivanja stubova.

U sklopu eksperimentalnog istraživanja ispitivano je ukupno 26 modela stubova svrstanih u četiri glavne grupe. Prvu grupu od pet modela činili su kontrolni uzorci AB stubova bez ojačanja. Drugu grupu od devet modela činili su uzorci AB stubova koji su bili ojačani čeličnom cevi. Treću grupu modela činili su uzorci stubova ojačanih čeličnim kavezima, dok su četvrtu grupu činili modeli stubova ojačani visokovrednim zavrtnjima.

Četvrto poglavlje daje prikaz rezultata ispitivanja u vidu dijagrama zavisnosti izmerenih veličina u odnosu na nivo opterećenja. Prikazani su izmereni podaci za sve ispitivane modele. Prikazani su tipovi loma, veličina graničnog opterećenja i proces deformacije ispitivanih modela, stanje prslina u betonu, kao i svi ostali uočeni parametri. Uticaji na dijagramima prikazani su na odgovarajući način, kako bi se što bolje mogao sagledati deformacijski odgovor stuba.

U petom poglavlju dat je prikaz računске analize problema ojačavanja centrično pritisnutih AB stubova pomenutim metodama. Analiza plastične nosivosti preseka je izvršena principima iz evropskih propisa za spregnute konstrukcije od čelika i betona. Za globalnu analizu ponašanja stubova spregnutog preseka korišćena je metoda konačnih elemenata uz primenu softvera ANSYS. Korišćenjem osobina materijala, dobijenih na osnovu eksperimenata, omogućeno je sprovođenje tačnijeg proračuna radi direktnog poređenja rezultata numeričke analize sa eksperimentalnim rezultatima.

6.2. Zaključci

Prethodna poglavlja sadrže detaljan prikaz sprovedene eksperimentalno – teorijske modelske analize ojačavanja centrično pritisnutih armiranobetonskih stubova ojačanih sprezanjem sa čeličnim cevima, čeličnim kavezima i prednapregnutim zavrtnjima. Na osnovu svega prikazanog utvrđeni su zaključci svrstani u tri grupe:

1. Prethodna istraživanja
2. Zaključci iz eksperimentalne analize
3. Zaključci iz računске analize

Kao najvažniji stavovi iz literature navode se:

- Način unošenja sile u stub spregnutog preseka je od velikog značaja kako bi se osigurala pravilna preraspodela opterećenja. Pravilan unos opterećenja se ostvaruje bez klizanja na kontaktu čelika i betona na mestu unosa sile.
- Kod čeličnih cevi ispunjenih betonom omogućeno je da se usled utezanja betona formira takozvani mehanizam "obruča" čime se povećava efekat sprezanja i postiže znatno veća nosivost. Formiranje efekta "obruča" izaziva pojavu biaksijalnog naponskog stanja u zidu čeličnog prstena, triaksijalnog stanja napona u betonskom jezgru, dok samo betonsko jezgro sprečava pojavu izbočavanja zida cevi prema unutra.
- U slučaju unosa opterećenja samo preko betona ili preko cele površine preseka do gubitka nosivosti dolazi usled kombinacije lokalnog izbočavanja zida cevi i loma (drobljenja) betona.
- Unošenje sile u čelični plašt, kod stubova koji su opterećeni preko jednog dela betonskog preseka, odvija se na dužini stuba koja je jednaka od jedan do dva prečnika čeličnog plašta.
- Kod AB stubova ojačanih ugaonicima i veznim limovima (štap složenog preseka) do gubitka nosivosti dolazi u trenutku kada "kavez" više nije u stanju da efikasno uteže beton usled prekoračenja granice razvlačenja čelika.
- Osobine koje materijal za ispunu čeličnih cevi ili međuprostora između cevi i betonskog stuba treba da ima su: relativno visoka čvrstoća na pritisak, visok modul elastičnosti, dobra ugradljivost (razlivanje), malo skupljanje i mala poroznost.

Nakon sprovedenog eksperimentalnog – modelskog ispitivanja formulisani su sledeći zaključci:

- Modeli AB stubova kontrolne grupe imaju gotovo linearnu vezu između napona i deformacija sve do neposredno pred lom.
- Modeli ojačani čeličnim cevima iskazuju znatno duktilnije ponašanje i u stanju su da pretrpe veće deformacije u odnosu na klasične AB stubove. Stubovi ojačani čeličnim "kavezima" u poređenju sa AB stubovima imaju veću početnu krutost, tako da su za iste vrednosti graničnih deformacija postigli višu nosivost. Stubovi ojačani prednapregnutim VV zavrtnjima u odnosu na uzorke kontrolne grupe imaju gotovo potpuno identičan deformacijski odgovor, ali su postigli više vrednosti graničnih dilatacija, kao i veću nosivost.
- Dilatacije AB stuba i čeličnog plašta, kod modela ojačanih cevima, su gotovo identične sve do dostizanja četvrtine granične sile modela stuba, što znači da je, do ovog nivoa opterećenja, očuvano potpuno sprezanje svih delova preseka. Kod modela

sa čeličnim "kavezima" sprezanje preseka ostvareno je do 80% od nosivosti uzorka. Povećanjem opterećenja preko navedenih vrednosti došlo je do klizanja na kontaktu između ispune i AB stuba.

- Na osnovu analize deformacijskih dijagrama i bilansa sila uočeno je da celokupni poprečni presek stuba spregnutog preseka učestvuje u prijemu i prenosu opterećenja. Prenos opterećenja između pojedinih delova spregnutog preseka ostvaren je trenjem na kontaktu dva različita materijala.
- Opterećenje na stub se između pojedinačnih delova spregnutog preseka deli proporcionalno ostvarenoj specifičnoj dilataciji i aksijalnoj krutosti. Deo sile koju prihvataju ispuna i osnovni AB stub u velikoj meri zavisi od pritiskne čvrstoće, a samim tim i od modula elastičnosti ispune. Ovo se naročito ističe kod stubova ojačanih čeličnom cevi, gde se angažovanje AB stuba menja sa 51% na 38% kao direktna posledica povećanja pritiskne čvrstoće betona.
- Kod modela stubova ojačanih cevima pri eksploatacionim i graničnim nivoima opterećenja jasno je registrovano formiranje efekta "obruča", tj. pojava biaksijalnog naponskog stanja u čeliku, odnosno triaksijalnog stanja napona u betonskom stubu.
- Nosivost armiranobetonskih stubova ojačanih sprezanjem sa čeličnim cevima je povećava od 2.7 do 3.2 puta, što direktno zavisi od kvaliteta ispune, iako čvrstoća betona ispune u relativno maloj meri utiče na povećanje nosivosti stuba.
- Graničnu nosivost stuba ojačanog čeličnim kavezom određuju dilatacije pri zatezanju u betonu ispune, kao i nosivost samog osnovnog AB stuba. Nastankom prslina u ispuni remeti se prenos opterećenja između delova spregnutog preseka, tako da osnovni AB stub prihvata sve veći deo sile što ubrzo dovodi do loma uzorka.
- Nosivost AB stubova ojačanih čeličnim L profilima (štap složenog preseka) i ispunom od betona povećava se za oko 1.45 puta u odnosu na osnovni AB presek. Daljim smanjivanjem razmaka limova stub bi se svojim ponašanjem približio modelu koji je ojačan čeličnom cevi.
- Graničnu nosivost stuba ojačanog VV zavrtnjima određuje njihov broj i raspored zavrtnjeva, sila pritezanja, kao i nosivost osnovnog AB stuba koja je određena sa uvećanom čvrstoćom betona usled bočnih napona pritiska. Nosivost AB stuba povećana je za 1.20, odnosno 1.28 puta, što direktno zavisi od broja zavrtnjeva i procenta sile pritezanja.

Prema podacima dobijenim nakon sprovedene računске analize mogli su se formirati sledeći zaključci:

- Analiza nosivosti AB stubova ojačanih sprezanjem sa čeličnim cevima primenom propisa Evrokod 4 je moguća, ukoliko su ispunjeni uslovi kojima su propisi ograničeni.
- Plastična nosivost AB stubova ojačanih sprezanjem sa čeličnim "kavezom" i omotačem od sitnozrnog betona određena propisima Evrokod 4 daje i do 20% veće granične sile u poređenju s eksperimentalnim. Ovo navodi na zaključak kako je primena propisa moguća uz uvođenje koeficijenta umanjenja nosivosti $\phi=0.85$.
- Ponašanje analiziranih AB stubova kontrolne grupe (stubovi bez ojačanja) i stubova spregnutog preseka je u domenu eksploatacionog opterećenja (opterećenja do polovine

granične nosivosti stuba) izraženo linearno, tako da se analiza napona i deformacija može vršiti primenom elastične analize.

- Ponašanje stubova ojačanih prednapretnim poprečnim VV zavrtanjima pri eksploatacionim opterećenjima ne može se dobro proceniti primenom elastične analize.
- Granične sile svih analiziranih modela mogu se procenti primenom nelinearne analize, kojom su obuhvaćene materijalne i geometrijske nelinearnosti stuba. Na ovaj način moguće je realnije proceniti ponašanje modela pri svim nivoima opterećenja.
- Primenom odgovarajućeg računarskog softvera veoma dobro se može odrediti ponašanje modela, tako da se na njima uspešno mogu varirati pojedini parametri, kao što su čvrstoća betona na pritisak, kvalitet osnovnog čelika (cevi i profila), dimenzije ugaonika, prečnik i debljina zida cevi, itd. Na taj način može se utvrditi njihov uticaj, što bi dalo optimalno rešenje problema povećanja nosivosti, odnosno duktilnosti stuba realne konstrukcije.

6.3. Pravci daljeg istraživanja

Dalja istraživanja u oblasti analize mogućnosti ojačavanja armiranobetonskih stubova primenjenim metodama mogla bi se usmeriti u pravcima:

- Formiranje odgovarajućeg računskog modela u skladu sa važećim propisima i određenim specifičnostima koje u njima nisu dovoljno obrađene;
- Analiza efekata sprezanja preseka po visini (*St. Venant-ov* princip);
- Optimizacija dimenzija elemenata kojima se vrši ojačavanje preseka u odnosu na dimenzije osnovnog AB stuba;
- Analiza uticaja koeficijenata trenja između čelika (cevi i "kaveza") i betonske ispune, a takođe i trenja između AB stuba i ispune;
- Moguća nelinearna analiza uz uvođenje realnih koeficijenata trenja na kontaktu između pojedinih materijala spregnutog preseka;
- Potvrda predloženih računskih modela kroz dodatna eksperimentalna ispitivanja i numerička modeliranja metodom konačnih elemenata;
- Provera uticaja razmere na realnom uzorku (1:1).

Literatura

7

7. LITERATURA

Prikazana literatura predstavlja spisak korišćenih izvora iz oblasti u obradene teme. Pored navedene literature veliku pomoć predstavljale su i internet prezentacije proizvođača korišćenih građevinskih materijala, naučno-istraživačkih instituta, svetskih univerziteta, enciklopedijskih baza podataka i sl. Tokom rada korišćeni su i važeći standardi za ispitivanje čelika, betona i drugih primenjenih materijala.

-
- [1] Abdel-Hay, A.S., Fawzy, Y.A.G.: *Behavior of partially defected R.C. columns strengthened using steel jackets*, Housing and Building National Research Center – HBRC Journal Vol. 11, 2015, pp. 194-200.
-
- [2] Abedi, K., Afshinb, H., Noori Shirazic, M.R.: *Numerical study on the seismic retrofitting of reinforced concrete columns using rectified steel jackets*, Asian Journal of Civil Engineering Vol. 11 (1), 2010.
-
- [3] ACI-318M-14 – *Building Code Requirements for Structural Concrete And Commentary*, ACI Committee 318, USA, 2015, 519 pp.
-
- [4] ACI-440R-07 – *Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, ACI Committee 440, USA, 2007, 100 pp.
-
- [5] Aćić, M., Pakvor, A., Perišić, Ž.: *Teorija armiranobetonskih i prethodno napregnutih konstrukcija*, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Institut za materijale i konstrukcije Beograd, Naučna knjiga, Beograd, 1983, 844 str.
-
- [6] Adam, J.M., Ivorra, S., Giménez, E., Moragues, J. J., Miguel, P., Miragall, C., Calderon, P.A.: *Behaviour of axially loaded RC columns strengthened by steel angles and strips*, Steel and Composite Structures Vol. 7, No. 5, 2007, pp. 405-419.
-
- [7] Adam, J.M., Ivorra, S., Pallares, F.J., Gimenez, E., Calderon, P.A.: *Axially loaded RC columns strengthened by steel caging. Finite element modelling*, Construction and Building Materials Vol. 23, 2009, pp. 2265–2276.
-
- [8] Adonović, B., Jurukovski, D.: *Kapacitet nosivosti šupljih profila ispunjenih betonom*, VIII Kongres, Savez društava građevinskih konstruktera Jugoslavije, Cavtat, 1987, str. 7-16.
-
- [9] ANSI/AISC 360-05 – *Specification for Structural Steel Buildings* March 9, 2005. American Institute Of Steel Construction, Fifth Printing, May 2009. 537 pp.
-
- [10] ANSYS Inc. – ANSYS Mechanical APDL Element Reference, release 14.5, 2012, 1478 pp.
-
- [11] ANSYS Inc. – ANSYS Mechanical APDL Material Reference, release 14.5, 2012, 206 pp.
-
- [12] ANSYS Inc. – ANSYS Mechanical APDL Theory Reference, release 14.5, 2012, 1062 pp.
-
- [13] Attard, M.M., Setunge, S.: *Stress-strain relationship of confined and unconfined concrete*, ACI Material Journal 93(5), 1996, pp. 432–442.
-
- [14] Badalamenti, V., Campione, G., Mangiavillano, M. L.: *Simplified model for compressive behavior of concrete columns strengthened by steel angles and strips*, Journal of Engineering Mechanics Vol. 136 (2), 2010, pp. 230–238.
-

-
- [15] Balmer G.G.: *Shearing strength of concrete under high triaxial stress-computation of Mohr's envelope as a curve*, Research laboratory report no SP-23, Denver USA, 1949,
-
- [16] Bangash, M.Y.H.: *Manual of numerical methods in concrete – Modeling and applications validated by experimental and site-monitoring data*, Thomas Telford Publishing, 2001, 918 pp.
-
- [17] Barbero, E.J.: *Finite element analysis of composite materials using ANSYS*, 2nd Edition, CRC Press, 2014, 328 pp.
-
- [18] Belal, M.F., Mohamed, H.M., Morad, S.A.: *Behavior of reinforced concrete columns strengthened by steel jacket*, Housing and Building National Research Center – HBRC Journal Vol. 11, 2015, pp. 201-212.
-
- [19] Bešević, M., Landović, A., Kukaras D., Truić T.: *Analiza nosivosti spregnutih AB okruglih stubova sa krutim čeličnim profilima*, Zbornik radova Građevinskog fakulteta 19, Subotica, 2010, str. 79-91.
-
- [20] Bešević, M., Vlajić, Lj.: *Sanacija adaptacija i dogradnja objekta u Nemanjinoj ulici br.9 u Beogradu*, 13. Kongres DGKS, Zlatibor-Čigota, 2010, str. 445-452.
-
- [21] Bešević, M.: *Prilog analizi centrično pritisnutih čeličnih štapova složenog preseka od hladno oblikovanih profila*, Doktorska disertacija, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, 1999, 198 str.
-
- [22] Bilinc, M.: *Analiza ponašanja stubova spregnutog preseka od čelika i betona opterećenih lokalnom, centričnom silom pritiska*, Diplomski rad, Građevinski fakultet Subotica, 2010, 74 str.
-
- [23] Bousalem B., Chikh N.: *Development of a confined model for rectangular ordinary reinforced concrete columns*, Materials and Structures Vol. 40, 2007, pp. 605–613.
-
- [24] Braga, F., Gigliotti, R., Laterza, M.: *Analytical stress–strain relationship for concrete confined by steel stirrups and/or FRP jackets*, Journal of Structural Engineering Vol. 132 (9), 2006, pp. 1402–1416.
-
- [25] Brauns J.: *Analysis of stress state in concrete-filled steel column*, Journal of Constructional Steel Research 49, 1999, pp. 189–196.
-
- [26] Buđevac, D., Marković, Z., Čukić, D., Tošić, D.: *Metalne konstrukcije*, Građevinska Knjiga, Beograd, 2007, str. 1052.
-
- [27] Calderon P.A., Adam J.M., Ivorra S., Pallares F.J., Gimenez E.: *Design strength of axially loaded RC columns strengthened by steel caging*, Materials and Design Vol. 30, 2009, pp. 4069–4080.
-
- [28] Campione G.: *Load carrying capacity of RC compressed columns strengthened with steel angles and strips*, Engineering Structures Vol. 40, 2012, pp. 457–465.
-
- [29] Campione, G.: *Strength and ductility of R.C. columns strengthened with steel angles and battens*, Construction and Building Materials Vol. 35, 2012, pp. 800–807.
-
- [30] Carolin, A.: *Carbon fiber reinforced polymers for strengthening of structural Elements*, Doctoral Thesis, Luleå University of Technology, Sweden, 2003, 79 pp.
-
- [31] Chinn, J., Zimmerman, R.M.: *Behavior of plain concrete under various triaxial compression loading conditions*, Technical Report No. WLTR-64-163, Air Force Weapons Laboratory, NM. 1965.
-

-
- [32] Chung, K. F., Narayanan, R.: *Composite Column Design to Eurocode 4 Based on DD ENV 1994-1-1:1994 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1.1 - General rules and rules for buildings with reference to the UK National Application Document*, The Steel Construction Institute, Berkshire UK, 1994, 115 pp.
-
- [33] Čirtek, L.: *RC columns strengthened with bandage – experimental programme and design recommendations*, Construction and Building Materials Vol. 15, 2001, pp. 341–349.
-
- [34] Čukić, D., Deretić-Stojanović, B.: *Evrokod 4: Proračun spregnutih konstrukcija od čelika i betona*, Seminar Evrokodovi za konstrukcije – Usvajanje evropskih standarda u građevinarstvu kao nacionalnih standarda Srbije i Crne Gore, Saopštenja pozvanih učesnika, Beograd, 2006, str. 183-222.
-
- [35] Dai, X., Lam, D.: *Numerical modelling of the axial compressive behaviour of short concrete-filled elliptical steel columns*, Journal of Constructional Steel Research Vol. 66, 2010, pp. 931–942.
-
- [36] Deretić – Stojanović, Kostić S., Stošić S.: *Proračun spregnutih stubova od čelika i betona*, Građevinski materijali i konstrukcije Vol. 54 (1), 2011, str. 62-79.
-
- [37] Doran, B.: *Numerical simulation of conventional RC columns under concentric loading*, Materials and Design Vol. 30, 2009, pp. 2158–2166.
-
- [38] Dujmović D., Andrić B., Lukačević I.: *Composite Structures according to Eurocode 4 - Worked Examples*, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, Germany, 2015, 890 pp.
-
- [39] Ellobody, E., Young, B., Lam, D.: *Behaviour of normal and high strength concrete-filled compact steel tube circular stub columns*, Journal of Constructional Steel Research 62, 2006, pp. 706–715.
-
- [40] Ellobody, E., Young, B.: *Numerical simulation of concrete encased steel composite columns*, Journal of Constructional Steel Research Vol. 67, 2011, pp. 211–222.
-
- [41] Elremaily, A., Azizinamini, A.: *Behavior and strength of circular concrete-filled tube columns*, Journal of Constructional Steel Research 58, 2002, pp. 1567–1591
-
- [42] Eurocode 2, EN 1992-1-1:2004: *Design of concrete structures Part 1-1 - General rules and rules for buildings*, European Committee for Standardization, 2004, 225 pp.
-
- [43] Eurocode 3, EN 1993-1-1:2005: *Design of steel structures Part 1-1 - General rules and rules for buildings*, European Committee for Standardization, 2005, 91 pp.
-
- [44] Eurocode 4, EN 1994-1-1:2004: *Design of composite steel and concrete structures Part 1-1 - General rules and rules for buildings*, European Committee for Standardization, 2004, 225 pp.
-
- [45] Eurocode 8, EN 1998-3:2005: *Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*, European Committee for Standardization, 2005, 89 pp.
-
- [46] Evrokod 4 EN 1994-1-1:2004: *Proračun spregnutih konstrukcija od čelika i betona, Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade*, Prevod, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, 2006, 130 str.
-
- [47] Fafitis A., Shah S.: *Predictions of ultimate behavior of confined columns subjected to large deformations*, ACI Structural Journal, Vol. 82(4), 1985, pp. 423–433.
-

-
- [48] Fardis, M.: *Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings based on EN-Eurocode 8*, Springer, 2009, 743 pp.
-
- [49] fib Bulletin 17: *Management, maintenance and strengthening of concrete structures*, Technical report prepared by former FIP Commission 10
-
- [50] fib Bulletin 45: *Practitioners' guide to finite element modelling of reinforced concrete structures*, State-of-art report prepared by Task Group 4.4
-
- [51] Fric, N.: *Teorijsko i eksperimentalno istraživanje gubitka sile prednaprezanja u visokovrednim zavrtnjima*, Doktorska disertacija, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, 2015, 198 str.
-
- [52] Garzon-Roca J., Adam J.M., Calderon P.A.: *Behaviour of RC columns strengthened by steel caging under combined bending and axial loads*, Construction and Building Materials Vol. 25, 2011, pp. 2402–2412.
-
- [53] Garzon-Roca J., Ruiz-Pinilla J., Adam J.M., Calderon P.A. : *An experimental study on steel-caged RC columns subjected to axial force and bending moment*, Engineering Structures Vol. 33, 2011, pp. 580–590.
-
- [54] Garzon-Roca, J., Ruiz-Pinilla, J., Adam, J.M., Calderon P.A.: *Eksperimentalno proučavanje pojačavanja AB stubova korišćenjem čeličnog kaveza opterećenog aksijalnom silom i momentom savijanja*, Materijali i konstrukcije Vol. 53 (3), 2010. str. 3-13.
-
- [55] Giakoumelis, G., Lam, D.: *Axial capacity of circular concrete-filled tube columns*, Journal of Constructional Steel Research 60, 2004, pp. 1049–1068.
-
- [56] Gimenez, E., Adam, J.M., Ivorra, S., Calderon, P.A.: *Influence of strips configuration on the behaviour of axially loaded RC columns strengthened by steel angles and strips*, Materials and Design Vol. 30, 2009, pp. 4103–4111.
-
- [57] Gimenez, E., Adam, J.M., Ivorra, S., Moragues, J.J., Calderon, P.A.: *Full-scale testing of axially loaded RC columns strengthened by steel angles and strips*, Advances in Structural Engineering Vol. 12 (2), 2009, pp.169– 80.
-
- [58] Grupa autora: *Beton i armirani beton prema BAB 87: Deo 1 osnove proračuna i konstruisanje*, Građevinska knjiga, Beograd, 2000, 770 str.
-
- [59] Grupa autora: *Beton i armirani beton prema BAB 87: Deo 2 primeri i prilozi*, Građevinska knjiga, Beograd, 2000, 702 str.
-
- [60] Gupta, P.K., Sarda, S.M., Kumar, M.S.: *Experimental and computational study of concrete filled steel tubular columns under axial loads*, Journal of Constructional Steel Research 63, 2007, str. 182–193.
-
- [61] Harris, H.G., Sabins, G.M.: *Structural modeling and experimental techniques*, 2nd Edition, CRC Press, 1999, 785 pp.
-
- [62] Hatzigeorgiou, G. D.: *Numerical model for the behavior and capacity of circular CFT columns, Part I: Theory*, Engineering Structures 30, 2008, pp. 1573–1578
-
- [63] Hatzigeorgiou, G. D.: *Numerical model for the behavior and capacity of circular CFT columns, Part II: Verification and extension*, Engineering Structures 30, 2008, pp. 1579–1589.
-
- [64] Holmes, N, Niall, D., O'Shea, C.: *Active confinement of weakened concrete columns*, Materials and Structures Vol. 48, 2015, pp. 2759–2777.
-

-
- [65] Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K., Taylor, A.W.: *Stress-strain model for confined reinforced concrete in bridge piers*, Journal of Structural Engineering Vol. 123(5), 1997, pp. 624–633.
-
- [66] Hsuan-Teh, H., Chiung-Shiann, H., Zhi-Liang, C.: *Finite element analysis of CFT columns subjected to an axial compressive force and bending moment in combination*, Journal of Constructional Steel Research Vol. 61, 2005, pp. 1692–1712.
-
- [67] Hu, H.T., Huang, C.S., Wu, M.H., Wu, Y.M.: *Nonlinear analysis of axially loaded concrete-filled tube columns with confinement effect*, Journal of Structural Engineering, Vol. 129 (10), 2003, pp. 1322-1329.
-
- [68] Hua, J., Pengye, G., Xiang, C.: *Ring ferrule effect of enveloping angle steel on RC columns*, Disaster Advances Vol. 5 (4), 2012, pp. 762-768.
-
- [69] International Federation for Structural Concrete: *fib Model Code for Concrete Structures 2010*, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, Germany, 2013, 402 pp.
-
- [70] Ivković, M., Radojičić, T.: *Reologija i opšta teorija loma betona*, Naučna knjiga, Beograd, 1987, 183 str.
-
- [71] Janke, L., Czaderski, C., Ruth, J., Motavalli, M.: *Experiments on the residual load-bearing capacity of prestressed confined concrete columns*, Engineering Structures Vol. 31, 2009, pp. 2247–2256.
-
- [72] Johansson, M., Gylltoft, K.: *Mechanical behavior of circular steel–concrete composite stub columns*, Journal of Structural Engineering Vol. 128 (8), 2002, pp. 1073-1081.
-
- [73] Kachlakev, D., Miller, T., Yim, S., Chansawat, K., Potisuk, T.: *Finite element modeling of reinforced concrete structures strengthened with frp laminates*, Final Report SPR 316 - Oregon Department of Transportation, 2001, 99 pp.
-
- [74] Karabinis A.I., Kiouisis P.D.: *Effect of confinement on concrete columns: plasticity approach*, Journal of Structural Engineering Vol. 120(9), 1994, pp. 2747–2767.
-
- [75] Kotsovos, M.D.: *Finite-Element Modelling of Structural Concrete Short-Term Static and Dynamic Loading Conditions*, CRC Press, 2015, 355 pp.
-
- [76] Kuranovas, A., Goode, D., Kvedaras, A.K., Zhong, S.: *Load-bearing capacity of concrete-filled steel columns*, Journal of civil engineering and management Vol. 15, No. 1, 2009, pp. 21-33.
-
- [77] Landović, A.: *Ekperimentalno – teorijska modelska analiza mogućnosti ojačanja centrično pritisnutih AB stubova sprežanjem sa čeličnim cevima*, Magistarski rad, Građevinski fakultet Subotica, 2010, 110 str.
-
- [78] Landović, A., Bešević, M., Kukaras, D.: *Analiza nosivosti stuba spregnutog preseka u funkciji osnovnog materijala*, Zbornik radova Građevinskog fakulteta 24, Subotica, 2014, str. 69-75.
-
- [79] Liang, Q.Q., Fragomeni, S.: *Nonlinear analysis of circular concrete-filled steel tubular short columns under axial loading*, Journal of Constructional Steel Research Vol. 65, 2009, pp. 2186–2196.
-
- [80] Lin-Hai, H., Wei, L., You-Fu, Y.: *Behavior of thin walled steel tube confined concrete stub columns subjected to axial local compression*, Thin-Walled Structures Vol. 46, 2008, pp. 155–164.
-
- [81] Lin-Hai, H., Wei, L., You-Fu, Y.: *Behaviour of concrete-filled steel tubular stub columns subjected to axially local compression*, Journal of Constructional Steel Research 64, 2008, pp. 377–387.
-

-
- [82] Maekawa, K., Ishida, T., Kishi, T.: *Multi-scale modeling of structural concrete*, Taylor & Francis, 2009, 655 pp.
-
- [83] Malešev, M., Radonjanin, V., Ršumović, M., Đuričić, R.: *Osnovna svojstva betona u zavisnosti od vrste i tipa cementa domaće proizvodnje koji su usklađeni sa EN 197-1*, Građevinski kalendar Vol. 38, Beograd, 2005, str. 56-163.
-
- [84] Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R.: *Observed stress-strain behavior of confined concrete*, Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 8, 1988, pp. 1827-1849.
-
- [85] Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R.: *Theoretical stress-strain model for confined concrete*, Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 8, 1988, pp. 1804-1826.
-
- [86] Mihailović, V., Landović, A.: *Uputstvo za grupu programa Construct04*, Građevinski fakultet Subotica, 2004, 98 str.
-
- [87] Montuori, R., Piluso, V.: *Reinforced concrete columns strengthened with angles and battens subjected to eccentric load*, Engineering Structures Vol. 31, 2009, pp. 539–550.
-
- [88] Muravljev, M.: *Građevinski materijali*, Građevinska knjiga, Beograd, 2007, 587 str..
-
- [89] Muravljev, M.: *Osnovi teorije i tehnologije betona*, Građevinska knjiga, Beograd, 2000, 451 str.
-
- [90] Nagaprasad, P., Sahoo, D.R., Rai, D.C.: *Seismic strengthening of RC columns using external steel cage*, Earthquake Engineering Structural Dynamics Vol. 38, 2009, pp. 1563–1586.
-
- [91] Naseem Baig, M., Jiansheng, F., Jianguo, N.: *Strength of concrete filled steel tubular columns*, Tsinghua Science And Technology, Volume 11, No. 6, December 2006, pp. 657-666.
-
- [92] Neville, A.M., Brooks, J.J.: *Concrete technology*, Pearson Education Ltd., 2010, 442 pp.
-
- [93] Newman R., Newman J.B.: *Failure theories and design criteria for plain concrete*, Proceedings of the international civil engineering materials conference on structures, solid mechanics, and engineering design, Wiley Interscience, New York, USA, 1971, pp. 936-995.
-
- [94] Oehlers Deric, J., Bradford, M.A.: *Elementary Behaviour of Composite Steel and Concrete Structural Members*, Butterworth Heinemann, 2002, 259 pp.
-
- [95] Oliveira, W.L.A., Nardin, S., Debs, A.L., Debs, M.K.: *Influence of concrete strength and length/diameter on the axial capacity of CFT columns*, Journal of Constructional Steel Research Vol. 65, 2009, pp. 2103–2110.
-
- [96] Ostojić, M.: *Uporedna eksperimentalna analiza granične nosivosti armiranobetonskih centrično pritisnutih stubova, ojačanih primenom visokovrednih zavrtnjeva, polikarbonatnih tkanina i polikarbonatnih laminata*, Diplomski rad, Građevinski fakultet Subotica, 2005, 95 str.
-
- [97] Pakvor, A.: *Trajnost, održavanje, popravka i ojačanje betonskih konstrukcija*, Savremene betonske konstrukcije - Monografija posvećena prof. dr Miloradu Ivkoviću, Građevinski fakultet Beograd, 1994, str. 185-198.
-
- [98] Palčić, I.: *Paški most - Izgradnja, obrana, obnova*, Adamić, Rijeka, Hrvatska, 2008, 150 str.
-

-
- [99] Park, R., Priestley, M.J.N.: *Ductility of square confined concrete columns*, Journal of Structural Engineering Vol. 108 (4), 1982, pp. 929–950.
-
- [100] Priestley, N. M. J., Seible, F., Xiao, Y., Verma R.: *Steel jacket retrofitting of reinforced concrete bridge columns for enhanced shear strength - Part 1: Theoretical considerations and test design*, ACI Structural Journal, Vol. 91 (4), 1994, pp. 394-405.
-
- [101] Priestley, N. M. J., Seible, F., Xiao, Y., Verma R.: *Steel jacket retrofitting of reinforced concrete bridge columns for enhanced shear strength - Part 2: Test results and comparison with theory*, ACI Structural Journal, Vol. 91, No. 4, 1994, pp. 537-551.
-
- [102] Pržulj, M.: *Spregnute konstrukcije*, Građevinska Knjiga, Beograd, 1989, 354 str.
-
- [103] Radonjanin, V., Malešev, M.: *Fabrički proizvedeni reparaturni malteri – Osnovna svojstva i mogućnost primene pri sanaciji i zaštiti AB konstrukcija*, Građevinski kalendar Vol. 38, Beograd, 2005, str. 164-220.
-
- [104] Radonjanin, V., Malešev, M.: *Analiza svojstava 'gotovih' reparaturnih maltera sa aspekta njihove primene pri sanaciji AB konstrukcija*, Materijali i konstrukcije Vol. 47 (1-2), 2004, str. 14-28.
-
- [105] Radonjanin, V., Malešev, M.: *Parametarska analiza svojstava reparaturnih maltera*, Zbornik radova Građevinskog fakulteta 16, Subotica, 2007, str. 265-272.
-
- [106] Radonjanin, V.: *Parametarska analiza karakteristika reparaturnih maltera sa aspekta njihove primene pri sanaciji AB konstrukcija*, Doktorska disertacija, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, 2003, 732 str.
-
- [107] Radosavljević, Ž.: *Armirani beton I*, Građevinska knjiga, Beograd, 1985. 397 str.
-
- [108] Radovani, B.A.: *Tipovi sloma betona pod različitim kombinacijama troosnog tlačnog naprezanja*, VIII Kongres, Savez društava građevinskih konstruktera Jugoslavije, Cavtat, April 1987, str. 23-31.
-
- [109] Ramirez, J.: *Ten concrete column repair methods*, Construction and Building Materials, Vol. 10, No. 3, 1996, pp. 195-202.
-
- [110] Ramirez, J. L., Barcena, J. M., Urreta, J. I., and Sanchez, J. A.: *Efficiency of short steel jackets for strengthening square section concrete column*, Construction and Building Materials Vol.11 (5–6), 1997, pp. 345–352.
-
- [111] Richart, F. E., Brandtzaeg, A., Brown, R. L.: *A study of the failure of concrete under combined compressive stresses*, Engineering Experimental Station Bulletin No. 185, University of Illinois, Urbana, USA, 1928, 104 pp.
-
- [112] Roeder, C. W., Cameron, B., Brown, C. B.: *Composite action in concrete filled tubes*, Journal of Structural Engineering, Vol. 125, No. 5, May 1999. pp. 477-484.
-
- [113] Rombach, G.A.: *Finite-element design of concrete structures - Practical problems and their solutions*, 2nd Edition, ICE Publishing, 2011, 360 pp.
-
- [114] Rousakis, T.C., Tourtouras, I.S.: *RC columns of square section – Passive and active confinement with composite ropes*, Composites: Part B Vol. 58, 2014, pp. 573–581.
-
- [115] Saatcioglu, M., Razvi, S. R.: *Strength and ductility of confined concrete*, Journal of Structural Engineering Vol. 118(6), 1992, pp. 1590-1607.
-

-
- [116] Saatcioglu, M., Yalcin, C.: *External prestressing concrete columns for improved seismic shear resistance*, Journal of Structural Engineering Vol. 129 (8), 2003, pp. 1057-1070.
-
- [117] Saeed, M.: *Finite element analysis – Theory and application with Ansys*, 3rd Ed., Pearson Education, 2008, 861 pp.
-
- [118] Sakino, K., Sun, Y.: *Steel jacketing for improvement of column strength and ductility*, 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland New Zealand, 2000, paper 2525.
-
- [119] Sakino, K.; Nakahara, H., Morino, S., Nishiyama, I.: *Behavior of centrally loaded concrete-filled steel-tube short columns*, Journal of Structural Engineering, Vol. 130, No. 2, February 2004, pp 180–188.
-
- [120] Schleich, J. B., Jules, M., Yves, C.: *Design Handbook for Braced Composite Steel-Concrete Buildings According to Eurocode 4*, European Convention For Constructional Steelwork, 2000, 204 pp.
-
- [121] Schneider, S. P.: *Axially loaded concrete-filled steel tubes*, Journal of Structural Engineering, Vol. 124 (10), 1998, pp. 1125-1138.
-
- [122] Sezen, H., Miller, E.: *Experimental Evaluation of Axial Behavior of Strengthened Circular Reinforced-Concrete Columns*, Journal of Bridge Engineering, Vol. 16 (2), 2011, pp. 238-247.
-
- [123] Shanmugam N.E, Lakshmi B.: *State of the art report on steel-concrete composite columns*, Journal of Constructional Steel Research 57, 2001, pp. 1041–1080.
-
- [124] Shin, M., Andrawes, B.: *Experimental investigation of actively confined concrete using shape memory alloys*, Engineering Structures Vol. 32, 2010, pp. 656–664.
-
- [125] Sika Technical Paper: *Sika CarboDur FRP composites for repair & strengthening of structures*, 2003, 79 pp.
-
- [126] Šimić, V.: *Otpornost materijala I*, Drugo izdanje, Školska knjiga, Zagreb, 2002, 520 str.
-
- [127] Srđenić, Z.: *Eksperimentalna analiza granične nosivosti centrično pritisnutih AB stubova ojačanih pritezanjem poprečno postavljenih visokovrednih zavrtnjeva*, Diplomski rad, Građevinski fakultet Subotica, 2006, 80 str.
-
- [128] Su, R.K.L., Wang L.: *Axial strengthening of preloaded rectangular concrete columns by precambered steel plates*, Engineering Structures Vol. 38, 2012, pp. 42–52.
-
- [129] Tarabia, A.M., Albakry, H.F.: *Strengthening of RC columns by steel angles and strips*, Alexandria Engineering Journal Vol. 53, 2014, pp. 615–626.
-
- [130] Timošenko, S.: *Otpornost materijala – Prvi deo Elementarna teorija i primeri*, Treće izdanje – Prevod, Građevinska Knjiga, Beograd, 1965, 248 str.
-
- [131] Tsai, K.C., Lin, M.L.: *Seismic jacketing of RC columns for enhanced axial load carrying performance*, Journal of the Chinese Institute of Engineers, Vol. 25, No. 4, 2002, pp. 389-402.
-
- [132] Uy, B., Tao, Z. Han, L.H.: *Behaviour of short and slender concrete-filled stainless steel tubular columns*, Journal of Constructional Steel Research Vol. 67, 2011, pp. 360–368.
-

-
- [133] Vlajić, Lj., Bešević, M., Landović, A., Kukaras, D.: *Numerička analiza nosivosti pritisnutih stubova od armiranog betona i čelika*, Izgradnja 64 (9-10), 2010, str. 513-520.
-
- [134] Vlajić, Lj., Kovačević, T.: *Ispitivanje efekata sprezanja Beton-Eksmal-Čelik u slučaju centrično pritisnutih stubova*, Simpozijum, Savez društava građevinskih konstruktora Jugoslavije, Dubrovnik, 1989, str. 296-303.
-
- [135] Vlajić, Lj., Landović, A.: *Analysis of methods for strengthening reinforced concrete columns coupled with steel tubes*, 13th Congress of Serbian society of structural engineer, Zlatibor-Čigota, Srbija, 2010, str. 433-438.
-
- [136] Vlajić, Lj., Landović, A.: *Jedan primer sanacije centrično pritisnutih AB stubova na osnovu eksperimentalno-teorijske analize modelskih ispitivanja*, Zbornik radova Građevinskog fakulteta Br.25 – Specijalno izdanje, Međunarodna konferencija Savremena dostignuća u građevinarstvu, Subotica, 2014, str. 37.
-
- [137] Vlajić, Lj., Landović, A.: *Ojačavanje armiranobetonskih stubova sprezanjem sa čeličnim cevima*, Materijali i konstrukcije Vol. 53 (4), 2010, str. 39-49.
-
- [138] Vlajić, Lj., Vranjevac, V., Lukić, P.: *Sanacija AB stubova na prilaznim konstrukcijama "Pančevačkog mosta" oštećenih dejstvom požara 2011.g.*; Osmo naučno-stručno međunarodno savetovanje "Ocena stanja, održavanje i sanacija građevinskih objekata i naselja", Zbornik radova, Borsko jezero, 2013, str. 189-196.
-
- [139] Vlajić, Lj.: *Visokovredni zavrtnji u građevinskom konstrukterstvu*, Saobraćajni institut CIP, Beograd, 2012, 177 str.
-
- [140] Vukelić, S.: *Analiza mehaničkih stanja očvrslog betona – Termodinamički pristup*, Doktorska disertacija, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, 1983, 84 str.
-
- [141] Vukotić, R., Matović V.: *Zbirka rešenih ispitnih zadataka iz ispitivanja konstrukcija*, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Naučna knjiga, Beograd, 1989, 110str.
-
- [142] Wolanski, A.J.: *Flexural behavior of reinforced and prestressed concrete beams using finite element analysis*, Master of Science Thesis, Marquette University, Milwaukee, WI, 2004, 87 pp.
-
- [143] Xiao, Y., Wu, H.: *Retrofit of reinforced concrete columns using partially stiffened steel jackets*, Journal of Structural Engineering Vol. 129 (6), 2003, pp. 725-732.
-
- [144] Yan, Z., Pantelides, C.P., Reaveley, L.D.: *Posttensioned FRP composite shells for concrete confinement*, Journal of Composites for Construction Vol. 11 (1), 2007, pp. 81-90.
-
- [145] Yang You-Fu, Han Lin-Hai: *Experiments on rectangular concrete-filled steel tubes loaded axially on a partially stressed cross-sectional area*, Journal of Constructional Steel Research 65, 2009, pp. 1617-1630.
-
- [146] Young, B., Zhou, F.: *Numerical analysis and design of concrete-filled aluminum circular hollow section columns*, Thin-Walled Structures Vol. 50, 2012, pp. 45-55.
-
- [147] Yu, Q., Tao, Z., Wu, Y-X.: *Experimental behaviour of high performance concrete-filled steel tubular columns*, Thin-Walled Structures Vol. 46, 2008, pp. 362-370.
-
- [148] Zejak, R.: *Eksperimentalna analiza vitkih armirano betonskih elemenata napregnutih na koso savijanje*, Materijali i konstrukcije Vol.47, 2004, Br.1-2, str. 47-62.
-
- [149] Zejak R.: *Prilog analizi vitkih armiranobetonskih elemenata sa kosim savijanjem*, Doktorska disertacija, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, 2002, 183 str.
-

-
- [150] Adam, J.M., Ivorra, S., Pallares, F.J., Gimenez, E., Calderon, P.A.: *Axially loaded RC columns strengthened by steel cages*, Proceedings of the Institution of Civil Engineers Structures & Buildings 162, Issue SB3, 2009, pp. 199–208.
-
- [151] Bsisu, K.I.: *Retrofitting of square reinforced concrete columns with steel jackets*, PhD Thesis, University of Jordan, 2002.
-
- [152] Cirtek, L.: *Mathematical model of RC banded column behaviour*, , Construction and Building Materials Vol. 15, 2001, pp. 351–359.
-
- [153] Regalado, F.: *Los pilares - Criterios para su proyecto calculo y reparacion*, CYPE Ingenieros, Alicante, Spain, 1999, 180 pp.
-

Prilozi

8

8. PRILOZI

8.1. Fotodokumentacija



Slika 8.1 Pripremljena armatura i oplata stubova



Slika 8.2 Betoniranje stubova i oplata namenjena modelima koji se ojačavaju VV zavrtnjima



Slika 8.3 Izbetonirani modeli i stubovi nakon skidanja oplata



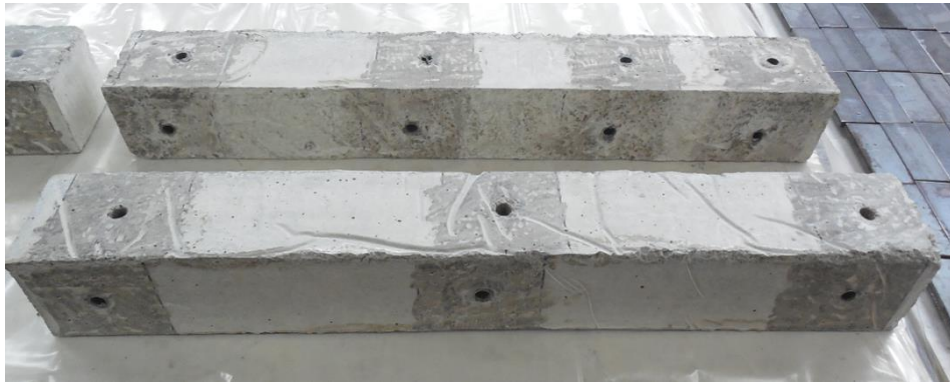
Slika 8.4 Priprema modela premazivanjem SN vezom



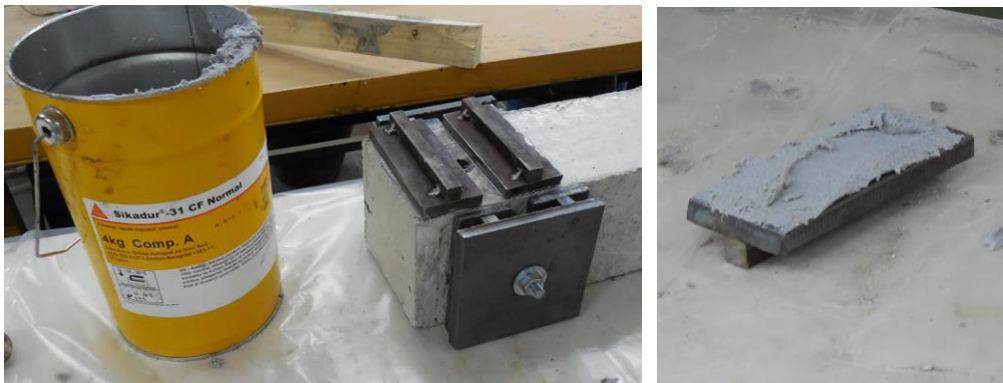
Slika 8.5 Priprema uzoraka premazivanjem Polimag-Prajmerom, pakovanje i mešanje



Slika 8.6 Zaštita stuba od gubljenja vlage i prikaz gotovih modela nakon skidanja oplate



Slika 8.7 Modeli stubova obrađeni brušenjem u zoni otvora



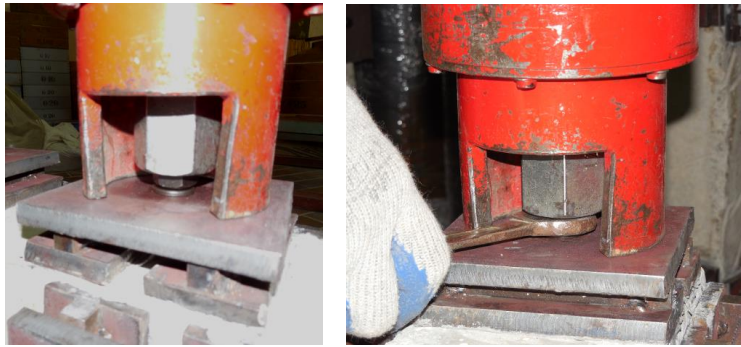
*Slika 8.8 a) Epoksidni lepak i pločice postavljene na stub
b) Čelična pločica sa nanetim epoksidnim lepkom*



Slika 8.9 a) Hidraulični uređaj za pritezanje zavrtnjeva b) Kontrolno baždarenje



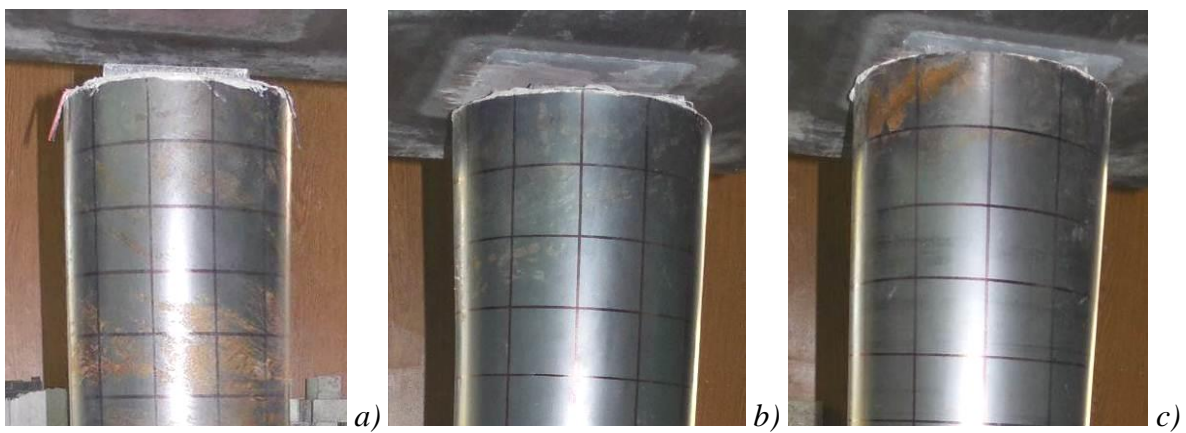
*Slika 8.10 a) Detalj hvataljke montirane na VV zavrtnanj,
b) c) Hidraulični uređaj pripremljen za istezanje zavrtnja*



Slika 8.11 Detalj konačnog uvrtnja navrtke nakon istezanja VV zavrtnja



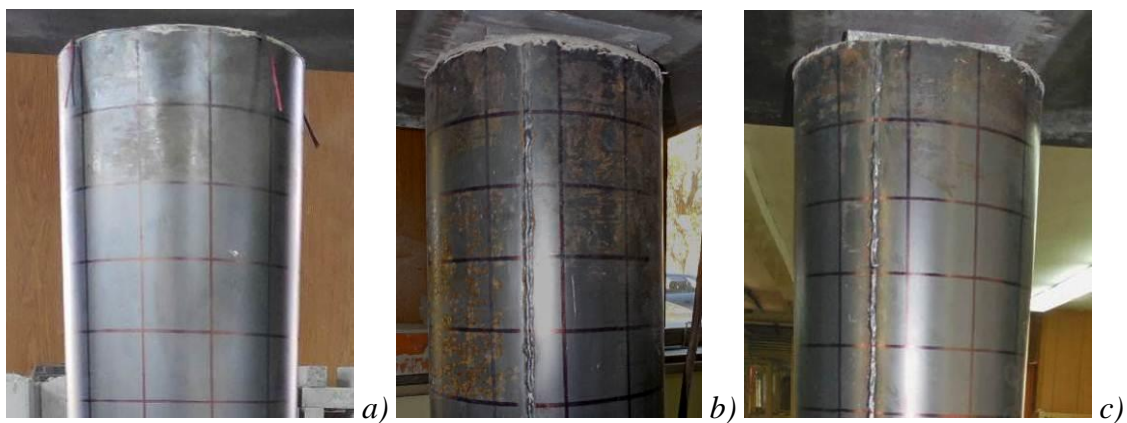
Slika 8.12 Karakterističan oblik pri lomu modela stuba S01 i S04



Slika 8.13 Karakterističan oblik pri lomu a) B21, b) B22, c) B23



Slika 8.14 Vrhovi modela stubova B21 i B22 nakon ispitivanja



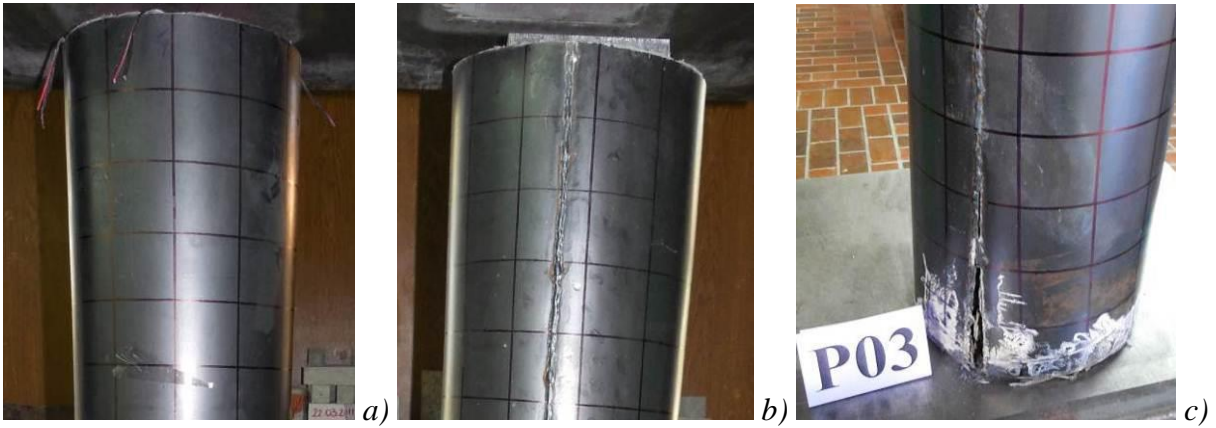
Slika 8.15 Karakterističan oblik pri lomu a) B41, b) B42, c) B43



Slika 8.16 Vrhovi stubova nakon ispitivanja



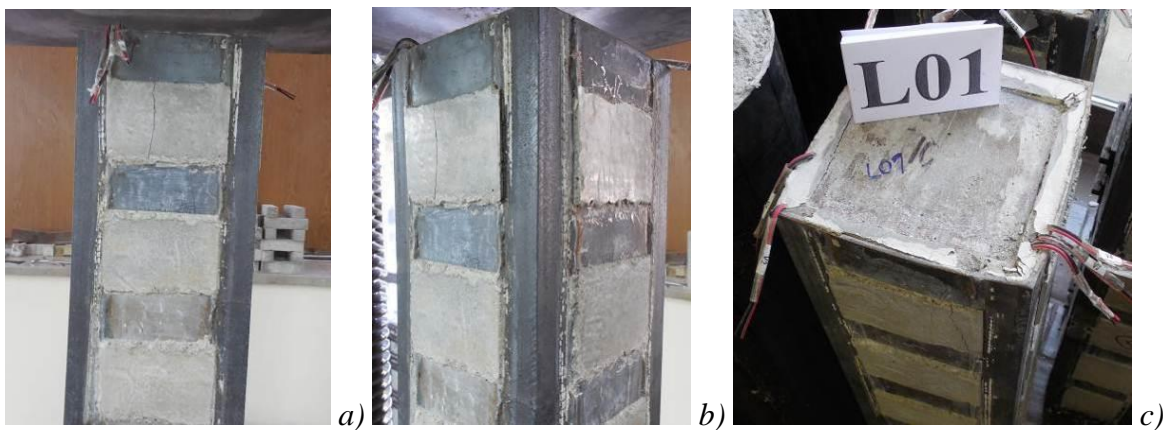
Slika 8.17 Vrh modela stuba B42 neposredno nakon ispitivanja



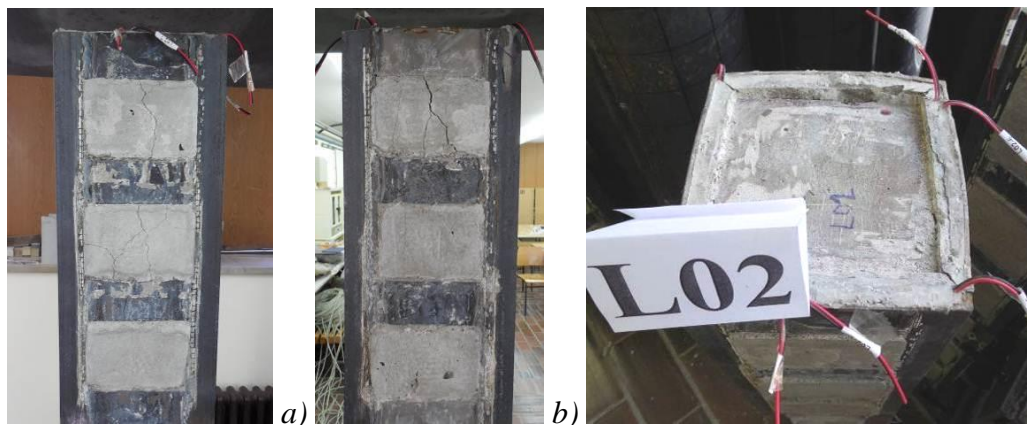
Slika 8.18 Karakterističan oblik loma modela a) P01, b) P02, c) P03



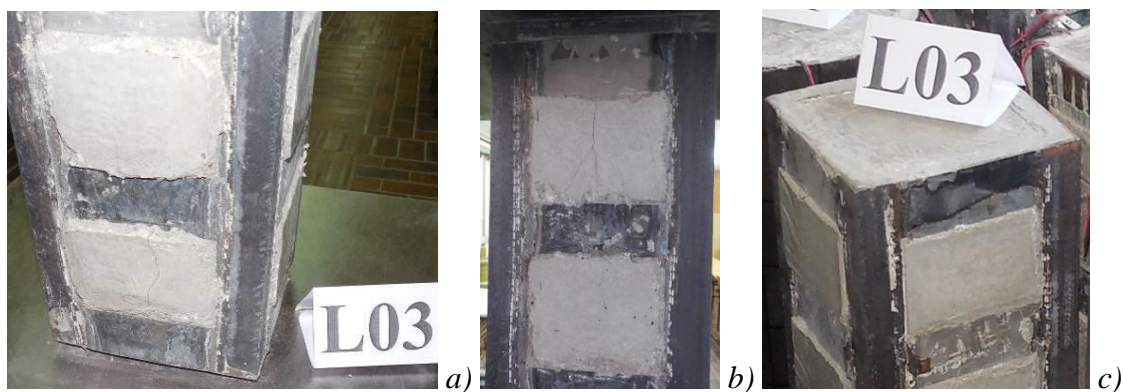
Slika 8.19 Vrh modela stubova nakon ispitivanja



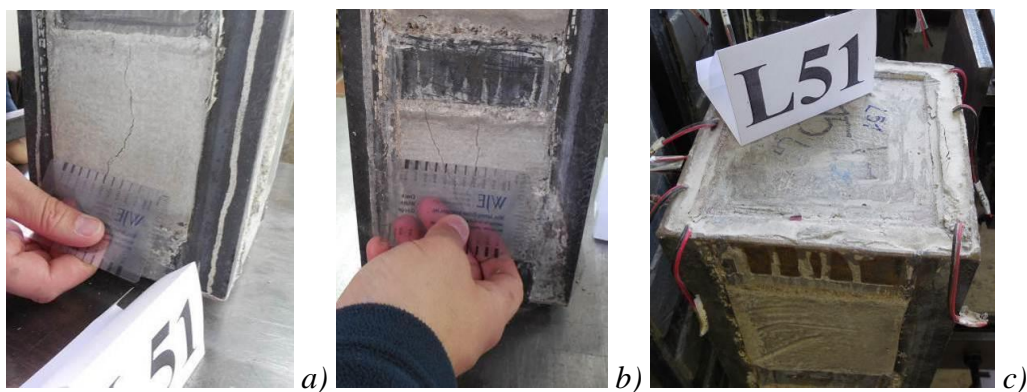
Slika 8.20 Karakterističan način loma modela L01



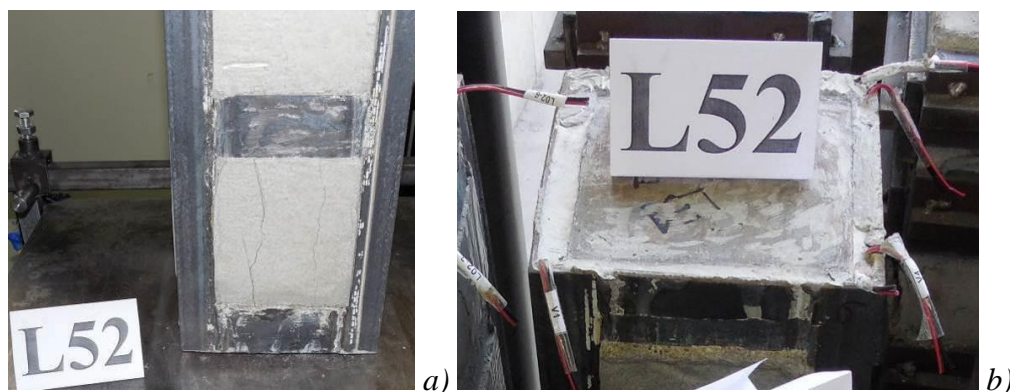
Slika 8.21 Vrh modela stuba L02 neposredno nakon ispitivanja



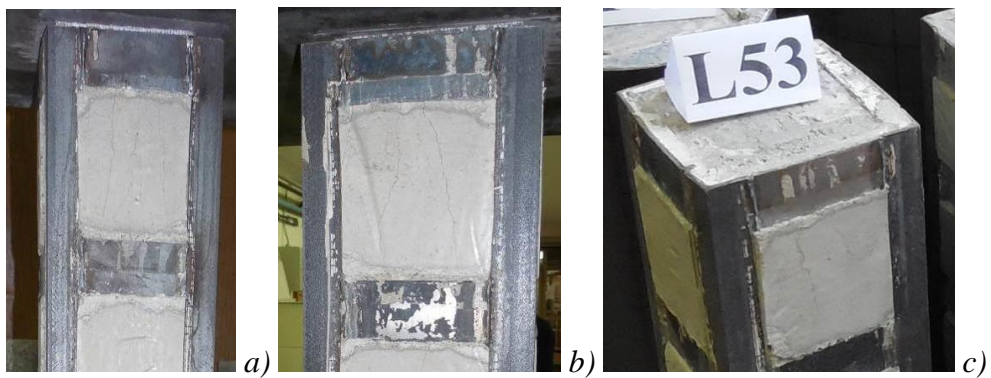
Slika 8.22 Krajevi modela stuba L03 nakon ispitivanja



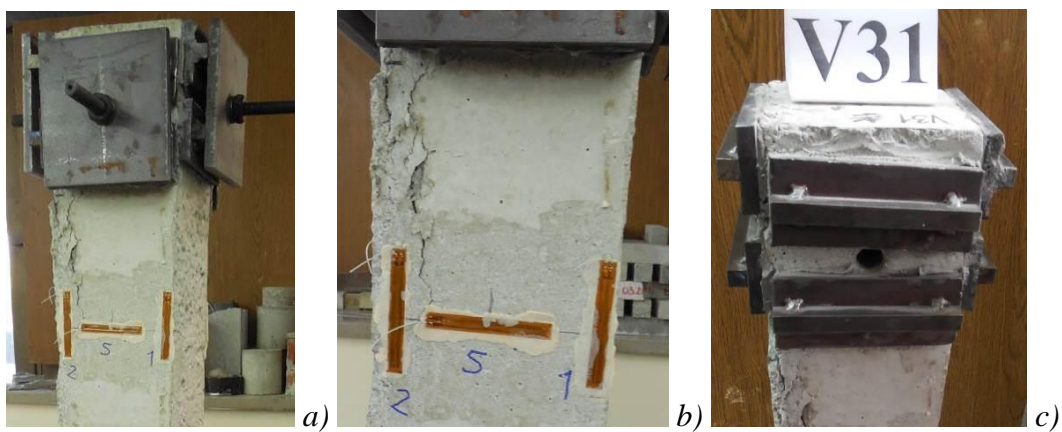
Slika 8.23 Krajevi modela stuba L51 nakon ispitivanja



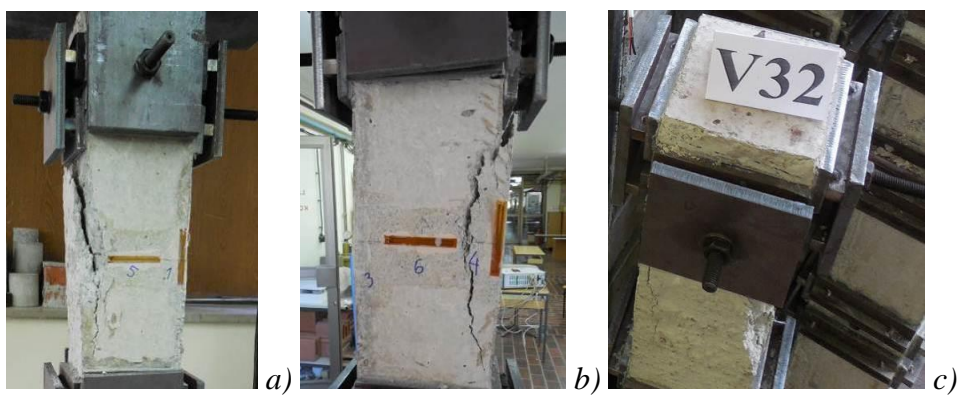
Slika 8.24 Karakterističan način loma modela L52



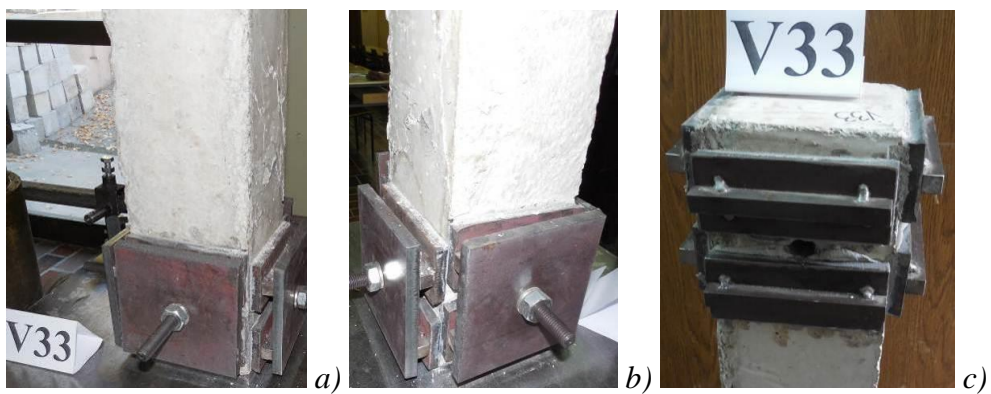
Slika 8.25 Vrh modela stuba L53 neposredno nakon ispitivanja



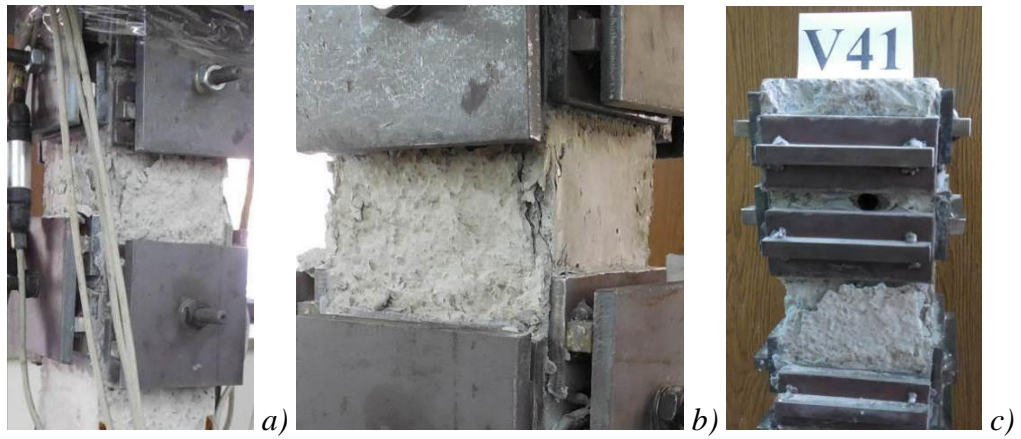
Slika 8.26 Model stuba V31 nakon ispitivanja



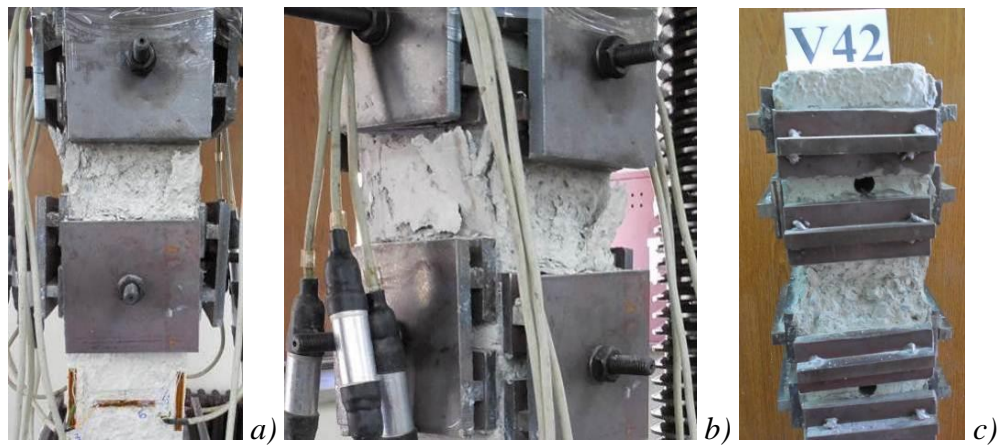
Slika 8.27 Karakterističan način loma modela V32



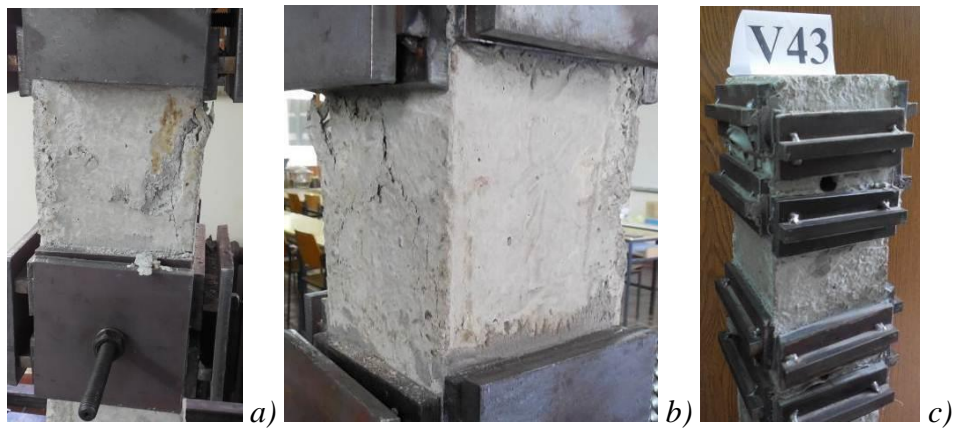
Slika 8.28 Model stuba V33 neposredno nakon ispitivanja



Slika 8.29 Model stuba V41 nakon ispitivanja



Slika 8.30 Model stuba V42 nakon ispitivanja



Slika 8.31 Vrh modela stuba V43 neposredno nakon ispitivanja

8.2. Biografija autora

Profesionalni rezime:

Aleksandar Landović rođen je 25.01.1975. u Subotici, Srbija, Jugoslavija. Maternji jezik mu je srpski, govori, čita i piše engleski. Po struci diplomirani građevinski inženjer. Asistent je na Građevinskom fakultetu u Subotici, Univerziteta u Novom Sadu, a učestvuje u izvođenu nastave-vežbi iz predmeta Otpornost materijala 1 i 2 i Spregnute i prednapregnute konstrukcije. Diplomirao je na konstruktivnom smeru Građevinskog fakulteta u Subotici 2002. godine iz oblasti Betonske konstrukcije. Magistarske studije je upisao na Građevinskom fakultetu u Subotici 2004. godine. Magistrirao je 2010. godine iz oblasti Spregnute konstrukcije od čelika i betona kod mentora prof. dr Miroslava Beševića. Kandidat ima višegodišnje iskustvo u edukaciji, naučno-istraživačkom radu i inženjerskoj praksi. Primarno se bavi obrazovnim i naučno istraživačkim radom, a u inženjerskoj praksi je angažovan u oblasti betonskih konstrukcija. Posедуje praktično iskustvo u numeričkom modeliranju proračuna betonskih konstrukcija, i izradi softvera za betonske konstrukcije.

Obrazovanje:

- 2010. Magistar tehničkih nauka iz oblasti građevinarstva, konstruktivni odsek, Univerzitet u Novom Sadu, Građevinski fakultet u Subotici.
Magistarski rad iz oblasti spregnutih konstrukcija "Eksperimentalno – teorijska modelska analiza mogućnosti ojačanja centrično pritisnutih AB stubova sprežanjem sa čeličnim cevima".
- 2002. Diplomirani građevinski inženjer, konstruktivni odsek, Univerzitet u Novom Sadu, Građevinski fakultet u Subotici.
Diplomski rad iz oblasti betonskih konstrukcija "Upoređenje postupaka proračuna napona u AB konstrukcijama".
- 1995. Građevinski tehničar, smer visokogradnja
Građevinska srednja škola 18. Novembar, Subotica

Kretanje u službi:

- | | |
|-------------|--|
| 2009 – 2016 | Univerzitet u Novom Sadu, Građevinski fakultet Subotica
Asistent |
| 2003 – 2009 | Univerzitet u Novom Sadu, Građevinski fakultet Subotica
Asistent pripravnik |
| 2001 – 2002 | Univerzitet u Novom Sadu, Građevinski fakultet Subotica
Demonstrator |

Publikovani radovi:

Autor je i koautor više desetina naučno-stručnih radova iz oblasti projektovanja, izvođenja, saniranja građevinskih konstrukcija, računskog i eksperimentalno-teorijskog modeliranja konstrukcija, i dr.

Udžbenici/Publikacije:

1. Vojislav Mihailović, Aleksandar Landović, "Spregnute i prednapregnute konstrukcije – Priručnik za vežbe", Građevinski fakultet Subotica, Jugoslavija, 2003. str. 116.
2. Vojislav Mihailović, Aleksandar Landović, "Uputstvo za Construct A04 – Programi za betonske konstrukcije", Građevinski fakultet Subotica, Jugoslavija, 2004. str. 98.

Stručni radovi (građevinski projekti i projekti sanacije):

Tokom karijere veliki broj puta je angažovan na različitim zadacima iz oblasti saradnje sa privredom. Poseduje veliko iskustvo u izradi projektno-tehničke dokumentacije svih vrsta građevinskih konstrukcija.