



**UNIVERZITET U NIŠU
GRAĐEVINSKO-ARHITEKTONSKI FAKULTET**



Radovan (Radoš) Cvetković

**MEHANIČKO PONAŠANJE SPREGNUTIH
KONSTRUKCIJA TIP A DRVO-BETON**

DOKTORSKA DISERTACIJA

Niš, 2016.



**UNIVERSITY OF NIŠ
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING AND
ARCHITECTURE**



Radovan (Radoš) Cvetković

**MECHANICAL BEHAVIOUR OF
COMPOSITE STRUCTURES TYPE
TIMBER-CONCRETE**

DOCTORAL DISSERTATION

Niš, 2016.

Članovi komisije:

- 1. dr Dragoslav Stojić, dipl. inž. građ.,**
redovni profesor Građevinsko-arhitektonskog fakulteta Univerziteta u Nišu

- 2. dr Boško Stevanović, dipl. inž. građ.,**
redovni profesor Građevinskog fakulteta Univerziteta u Beogradu

- 3. dr Danijel Kukaras, dipl. inž. građ.,**
vanredni profesor Građevinskog fakulteta Univerziteta u Novom Sadu

- 4. dr Tatjana Kočetov-Mišulić, dipl. inž. građ.,**
docent Fakulteta tehničkih nauka Univerziteta u Novom Sadu

- 5. dr Slobodan Ranković, dipl. inž. građ.,**
docent Građevinsko-arhitektonskog fakulteta Univerziteta u Nišu

Datum odbrane doktorske disertacije: _____

Подаци о докторској дисертацији

Ментор: Prof. dr Dragoslav Stojić, dipl. građ. inž.

Наслов: **МЕХАНИЧКО ПОНАШАЊЕ СПРЕГНУТИХ КОНСТРУКЦИЈА
ТИПА ДРВО-BETON**

Резиме: Предмет научног истраживања су спрегнуте конструкције типа дрво-бетон са посебним освртом на механичко понашање, како спрегнутог система као целине, тако и на понашање свих саставних елемената: бетонске плоче, дрвене греде и одговарајућих spojних средстава. Суштина рада је у упоредној аналитичко-нумеричко-експерименталној анализи две серије спрегнутих греда типа дрво-бетон различитим spojним системима. Закључци су формирани на основу експерименталног тестирања греда до лома у одговарајућим лабораторијским условима, нумеричког моделирања коришћењем софтверског пакета ABAQUS и аналитичког рачунског поступка према поставкама теорије еластичности, дефинисаном у анексу „B”, Еврокода 5. Поред испитивања греда статичким оптерећивањем савијањем до лома, рад даје податке о обимним пратећим испитивањима како би се утврдиле механичке константе одговарајућих чврстоћа и крутости, као и физичка својства употребљене дрвене грађе и бетона за израду експерименталних узорака. Посебна пажња посвећена је утврђивању параметара попустљивости spojних система који су коришћени при изради спрегнутих греда. Сва истраживања спроведена су у складу са савременим процедурама садржаним у одговарајућим стандардима.

Научна област: Техничко-технолошке науке.
Научна дисциплина: Грађевинарство. Дрвене и зидане конструкције.

Кључне речи: Спрегнуте конструкције типа дрво бетон, механичко понашање, нумеричко моделирање, експериментална испитивања, spojna sredstva...

УДК: [UDK : 624.016.04\(043.3\)](#)
624.011.1+693(043.3)

CERIF класификација: T 220, Грађевинарство, хидраулика, приобална технологија, механика тла.

Тип лиценце Креативне заједнице: **CC BY-NC-ND**

Data on Doctoral Dissertation

Doctoral Supervisor:	Prof. dr Dragoslav Stojić, dipl. grad. eng.
Title:	MECHANICAL BEHAVIOUR OF COMPOSITE STRUCTURES TYPE TIMBER-CONCRETE
Abstract:	<p>The subject of the scientific research are composite structures type timber-concrete with the special attention to the mechanical behaviour, of both, composite system as a whole and all the containing elements: concrete plate, timber beam and adequate connecting systems. The essence of the work is in the comparative analytical-numerical-experimental analysis of two series of composite beams of the timber-concrete type by different connecting systems. The conclusions have been formed on the base of the experimental testing of beams up to the collapse in the adequate laboratory conditions, numerical modelling using the software ABAQUS and analytical numerical method according to the postulates of the theory of elasticity, defined in Annex B, Eurocode 5. Besides testing the beams according to static loading bending to the collapse, the work provides the data about the huge correlated research in order to determine mechanical constants of the adequate strength and stiffnesses, as well as the physical characteristics of the used timber and concrete material for making experimental samples. The special attention has been dedicated to determining the slipping parameters of connecting systems which were used while making composite beams. All the experiments have been carried out in accordance with the modern procedures contained in the suitable codes.</p>
Scientific Field:	Technological sciences
Scientific Discipline:	Civil Engineering. Timber and Masonry structures.
Key Words:	Composite structures type timber-concrete, mechanical behaviour, numerical modelling, experimental research, connecting system
UDC:	UDK : 624.016.04(043.3) 624.011.1+693(043.3)
CERIF Classification:	T 220, Civil engineering, hydraulic engineering, offshore technology, soil mechanics.
Creative Commons License Type:	CC BY-NC-ND

Zahvalnica

Ova doktorska disertacija je rezultat multidisciplinarnog istraživanja mehaničkog ponašanja spregnutih konstrukcija tipa drvo-beton i realizovana je u okviru Laboratorije za materijale i tehnologiju betona i Laboratorije za ispitivanje konstrukcija Građevinsko-arhitektonskog fakulteta, kao i Laboratorije za mehatroniku Mašinskog fakulteta u Nišu. Članovima pomenutih laboratorija dugujem iskrenu zahvalnost.

Tokom rada i lutanja u ovoj oblasti, kao i pravljenja planova i vizija ove doktorske disertacije, shvatio sam da je pored Božje pomoći potrebna i pomoć ljudi, odnosno kolega prijatelja, porodice, sticaja srećnih okolnosti...

Stoga, sa posebnim zadovoljstvom se zahvaljujem svom mentoru, dr Dragoslavu Stojiću, redovnom profesoru Građevinsko-arhitektonskog fakulteta Univerziteta u Nišu kao i ostalim članovima komisije: dr Slobodanu Rankoviću, docentu Građevinsko-arhitektonskog fakulteta Univerziteta u Nišu, dr Bošku Stevanoviću, redovnom profesoru Građevinskog fakulteta Univerziteta u Beogradu, dr Tatjani Kočetov-Mišulić, docentu Fakulteta tehničkih nauka Univerziteta u Novom Sadu i dr Danijelu Kukarasu, vanrednom profesoru Građevinskog fakulteta u Subotici, Univerziteta u Novom Sadu.

Njihovi saveti, sugestije i podrška bili su od velikog značaja pri sagledavanju rezultata rada i stvaranju kompletne slike disertacije.

Veliku pomoć pri sređivanju eksperimentalnih rezultata i izradi numeričkih modela dobio sam od svojih mlađih kolega, Nemanje Markovića, Stefana Conića i Nenada Stojkovića, te im se ovom prilikom najiskrenije zahvaljujem.

Bez podrške prijatelja teški putevi kraja nemaju i zato želim da navedem imena Nebojše Videnovića, Dejana Spasića, Marine, Elefterije, Saše, Sonje, Danice, Darka, Zorana, Danijele...

Zahvalnost dugujem članovima svoje uže i šire porodice zbog spoznaje posebnih trenutaka i odgovarajućih reakcija koje su mi omogućile vremensko i prostorno prisustvo u poslu koji je doveden do kraja formom ove disertacije.

U Nišu, septembra 2016. godine

Majci i Ocu...

SADRŽAJ

1. UVOD

1.1 Predmet naučnog istraživanja	1
1.2 Cilj istraživanja	2
1.3 Istraživačka metodologija	2
1.4 Struktura rada	3

2. SPREGNUTE KONSTRUKCIJE DRVO-BETON

2.1 Opšte	6
2.2 Konstrukcijske forme spregnutih nosača tipa drvo-beton	7
2.3 Spojna sredstva i sistemi u spregnutim nosačima tipa drvo-beton	10
2.4 Procena ostvarenog stepena sprezanja u spregnutim konstrukcijama tipa drvo-beton	15
2.5 Pregled dosadašnjih istraživanja	17
2.5.1 Eksperimentalna istraživanja	17
2.5.2 Numerička istraživanja. Modeliranje metodom konačnih elemenata (FEM)	20

3. TEORIJA SPREZANJA

3.1 Opšte	22
3.2 Statička analiza kruto spregnutih nosača	23
3.3 Statička analiza elastično spregnutih nosača	23
3.4 γ -postupak	31
3.5 Proračun spregnutih nosača po Evrokodu 5	37

4. LABORATORIJSKO ISPITIVANJE MEHANIČKIH KARAKTERISTIKA BETONA, DRVETA I PARAMETARA POMERLJIVOSTI NJIHOVE VEZE

4.1 Laboratorijsko ispitivanje mehaničkih karakteristika betona	39
4.1.1 Određivanje čvrstoće na pritisak betona	39
4.1.2 Određivanje statičkog modula elastičnosti betona pri pritisku	41
4.1.3 Određivanje čvrstoće betona pri zatezanju cepanjem	43

4.2 Laboratorijsko ispitivanje mehaničkih karakteristika drveta	44
4.2.1 Određivanje čvrstoće drveta na zatezanje paralelno vlaknima	44
4.2.2 Određivanje modula elastičnosti pri savijanju	49
4.2.3 Određivanje čvrstoća pri savijanju drveta	54
4.2.4 Određivanje vlažnosti drveta	55
4.2.5 Određivanje zapreminske mase drveta	56
4.3 Laboratorijsko ispitivanje i utvrđivanje parametara pomerljivosti veze drveta i betona u spregnutim gredama tipa	57
4.3.1 Modul pomerljivosti. Opšte	57
4.3.2 Geometrijske karakteristike eksperimentalnih uzoraka i procenjena sila	61
4.3.3 Ispitivanje uzoraka-konfiguracija eksperimenta, procedura, rezultati merenja	64
5. RAČUNSKA ANALIZA SPREGNUTIH NOSAČA	
5.1 Karakteristike materijala po evropskim standardima	71
5.1.1 Beton	71
5.1.2 Drvo. Lepljeno lamelirano drvo. Standardi	73
5.2 Proračun nosivosti spregnutih greda	75
5.2.1 Mehaničke karakteristike elemenata spregnutih greda tipa drvo-beton	76
5.2.2 Proračun prema graničnom stanju nosivosti - I tip sprezanja	79
5.2.3 Proračun prema graničnom stanju upotrebljivosti - I tip sprezanja	82
5.2.4 Proračun prema graničnom stanju nosivosti - II tip sprezanja	83
5.2.5 Proračun prema graničnom stanju upotrebljivosti - II tip sprezanja	85
6. EKSPERIMENTALNA ANALIZA SPREGNUTIH NOSAČA TIPA DRVO-BETON	
6.1 Projektovanje modela spregnutih grednih nosača za eksperimentalna istraživanja	87
6.2 Postavka eksperimenta i program ispitivanja projektovanih tipova spregnutih nosača	90
6.2.1 Procedura nanošenja opterećenja	91
6.2.2 Merenja, merna oprema i oprema za prikupljanje i obradu podataka	91

6.3 Rezultati ispitivanje spregnutih nosača serije „A“	93
6.3.1 Ponašanje nosača serije „A“, pod probnim opterećenjem	93
6.3.2 Dijagrami opterećenje–ugib (F-u) nosača serije „A“	94
6.3.3 Načini otkaza (oblici loma) nosača serije „A“	97
6.3.4 Krutost nosača serije „A“	100
6.3.5 Raspodela dilatacija u ivičnim vlaknima nosača serije „A“	101
6.4 Rezultati ispitivanje spregnutih nosača serije „B“	105
6.4.1 Ponašanje nosača serije „B“, pod probnim opterećenjem	105
6.4.2 Dijagrami opterećenje–ugib (F-u) nosača serije „B“	106
6.4.3 Načini otkaza (oblici loma) nosača serije „B“	108
6.4.4 Krutost nosača serije „B“	112
6.4.5 Raspodela dilatacija u ivičnim vlaknima nosača serije „B“	113
6.5 Analiza eksperimentalno dobijenih rezultata naponsko-deformacijskog stanja u oslonačkim presecima spregnutih greda serija „A“ i „B“	116
6.5.1 Razvoj glavnih dilatacija u oslonačkim presecima spregnutih nosača serije „A“	116
6.5.2 Razvoj glavnih dilatacija u oslonačkim presecima spregnutih nosača serije „B“	121
6.5.3 Pomeranje u spojnoj ravni drveta i betona u oslonačkim presecima spregnutih greda serija „A“ i „B“	124
6.6 Uporedna analiza rezultata eksperimentalnih istraživanja spregnutih nosača serija „A“ i „B“	124
7 NUMERIČKO MODELIRANJE SPREGNUTIH NOSAČA	
7.1 Model materijala drveta-transverzalna ortotropija	131
7.2 Materijalni model betona i čelika-linearne-elastično ponašanje	133
7.3 Modeliranje veze između betona, drveta i spojnog sredstva tehnikom „<i>embedded element</i>“	134
7.4 Numeričko modeliranje-rezultati	134
7.5 Uporedna analiza rezultata numeričkog modeliranja spregnutih nosača serija „A“ i „B“	143

8. TEORIJA ZAMORNOG OPTEREĆENJA	
8.1 S-N kriva. Visokociklično zamorno opterećenje	145
8.2 Model ponašanja betona pri visokocikličnom zamornom opterećenju	149
8.3 Model ponašanja čelika pri visokocikličnom zamornom opterećenju	149
8.4 Model ponašanja drveta pri visokocikličnom zamornom opterećenju	151
8.5 Kontrola otpornosti drvenih konstrukcija na zamorno opterećenja u skladu sa preporukama Evrokoda 5	152
9. ZAKLJUČAK	157
LITERATURA	166
LISTA SLIKA	172
LISTA TABELA	179
LISTA NAJČEŠĆE KORIŠĆENIH OZNAKA	181
PRILOG A - Eksperimentalno određivanje dijagrama $F-u$ za uzorke Fi prema standardu SRBS EN 26891	183
PRILOG B - Eksperimentalno određivanje dijagrama $F-u$ za uzorke Ni prema standardu SRBS EN 26891	186
PRILOG C - Eksperimentalno utvrđivanje modula elastičnosti i čvrstoće drveta na savijanje prema standardu SRBS EN 408	189
PRILOG D - Eksperimentalno utvrđivanje čvrstoće drveta na zatezanje paralelno vlaknima prema standardu SRBS EN 408	193
BIOGRAFIJA AUTORA	203

1. UVOD

1.1 Predmet naučnog istraživanja

Predmet naučnog istraživanja ove doktorske disertacije su spregnute konstrukcije tipa drvo-beton sa posebnim osvrtom na mehaničko ponašanje, kako spregnutog sistema kao celine, tako i na ponašanje svih sastavnih elemenata: betonske ploče, drvene grede i odgovarajućih spojnih sredstava. Sprezanjem betona, koji se nalazi na pritisnutom delu određenog poprečnog preseka i drveta, lociranog na zategnutom delu istog poprečnog preseka, dolazi se do preseka kojim se povoljno iskorišćavaju mehanička svojstva oba materijala. Na ovaj način se dolazi do **hibridnog** konstrukcijskog elementa, koji istovremeno ima potrebnu i nosivost i krutost, uz manju sopstvenu težinu.

Sprezanje drveta i betona u različitim eksploatacionim uslovima može da ima veoma korisne efekte. Ako ovaj metod koristimo pri reparaciji klasičnih drvenih tavanica, nakon intervencije nosivost istih može biti i do dva puta uvećana, a krutost upravo na ravan tavanice poboljšana 3-4 puta. Korišćenjem spregnutih konstrukcija tipa drvo-beton, prisutna je manja upotreba oplata, smanjuju se troškovi fundiranja zbog manje težine konstrukcije, bolja je zvučna izolacija, objekat je sigurniji na seizmička dejstva. Ukoliko se koristi ovaj tip spreznjenja pri izgradnji mostova, treba imati u vidu da betonska ploča pokriva drvenu gredu i štiti je od negativnih atmosferskih uticaja.

Jedan od osnovnih elemenata nosača sastavljenog od dva različita materijala jesu spojna sredstva pomoću kojih se oni međusobno povezuju u jednu funkcionalnu celinu. Spojna sredstva pomoću kojih se ostvaruje sprezanje drveta i betona treba da prihvate smičuće sile koje se javljaju duž spojne ravni spregnutih elemenata, u ovom slučaju od različitog materijala, kao i da obezbede odgovarajuću nosivost nosača na različite vrste naprezanja.

U formiranju hibridnog preseka, a u cilju poboljšanja elastomehaničkih karakteristika, nije isključeno korišćenje i drugih savremenih materijala, kao što su karbonska i staklena vlakna, čelik i posebne vrste betona.

U ovom istraživanju posebna pažnja posvećena je stepenu spreznjenja između dva materijala koji direktno zavisi od primenjenih spojnih sredstava i odgovarajućih mehaničkih karakteristika koje ta spojna sredstva ispoljavaju pri određenim opterećenjima spregnutih nosača. Odgovarajuće analize bazirane su na različitim analitičkim modelima kao i na odgovarajućoj numeričkoj simulaciji primenom metoda konačnih elemenata (MKE) u softverskom paketu ABAQUS, a na odgovarajućim eksperimentalnim rezultatima dobijenim po standardizovanoj proceduri.

1.2 Cilj naučnog istraživanja

Mehaničko ponašanje spregnutih konstrukcija tipa drvo-beton, u najvećoj meri, zavisi od kvaliteta veze između drveta i betona, odnosno stepena sprezanja koji je tom vezom ostvaren.

Istraživanjima, tokom izrade ove disertacije, planirano je što sveobuhvatnije, višeparametarsko, sagledavanje geometrijskih, materijalnih i mehaničkih karakteristika veza ostvarenih između dva različita materijala i definisanje relevantnih parametara. Određenim analitičkim i numeričkim postupcima (numeričkim simulacijama) i eksperimentalnom analizom dati su okviri očekivanog mehaničkog ponašanja ovakvih konstrukcija, kao i određene preporuke u zaključcima koje će imati praktičnu, inženjersku notu i biće primenljive u konkretnim uslovima projektovanja i izrade spregnutih konstrukcija tipa drvo-beton.

Dobijeni rezultati i zaključci istraživanja, uz dosadašnja saznanja, pored primene u inženjerskoj praksi mogu da posluže kao podloga za dopunu ili inovaciju standarda za ovu oblast konstrukterstva u Srbiji. Očekuje se da će ovo istraživanje podstaknuti razvoj savremenog i racionalanog postupka i njegovu primenu pri određenim rekonstrukcijama postojećih objekata, kao i projektovanju novih, modernih objekata, kako u oblasti mostogradnje, tako i u oblasti visokogradnje.

1.3 Istraživačka metodologija

Savremena istraživanja podrazumevaju kompilaciju, sistematizaciju i analizu dosadašnjih rezultata istraživanja, primenu analitičkih metoda modelovanja-matematičkih modela i primenu savremenih numeričkih metoda, kako u teorijskom pristupu, tako i u delu obrade rezultata eksperimentalnog istraživanja koje je zauzelo veliki prostor u ovoj disertaciji.

U radu će biti korišćene hipoteze koje, generalno, važe u teoriji konstrukcija, odnosno statici i dinamici konstrukcija, pre svega u oblasti elastičnog ponašanja materijala, kao i usvojeni modeli i stavovi dostupni na osnovu dosadašnjih saznanja i istraživanja u oblasti spregnutih konstrukcija, posebno, spregnutih konstrukcija drvo-beton.

U okviru izrade ove doktorske disertacije primenjene su određene teorijske metode verifikacije rezultata i metode numeričkog modeliranja određenih svojstava spregnutog sistema tipa drvo-beton uz pomoć računarskih programa. U toku istraživanja izrađen je određen broj proračunskih modela različito spregnutih sistema kako bi se eksperimentalnom analizom sagledala određena naponsko deformacijska stanja i dale određene preporuke sa ciljem optimizacije preseka u pogledu primenjenih materijala i spojnih sredstava. Nakon analize i poređenja

dobijenih rezultata eksperimentalno-numeričko-analitičkom putem, dati su konkretni zaključci i odgovarajuće preporuke za oblikovanje, proračun i primenu ovih konstrukcijskih sistema.

Istraživanja predviđena ovom doktorskom disertacijom pripadaju teorijskim i primenjenim tehničkim naukama u oblasti građevinarstva (drvene i betonske konstrukcije).

1.4 Struktura rada

Disertacija se sastoji od 9 (devet) poglavlja.

U **prvom** poglavlju dat je uvod u oblast spregnutih konstrukcija tipa drvo-beton, navedene su njihove prednosti u odnosu na konstrukcije izvedene primenom klasičnih materijala, razne mogućnosti primene koje se već uveliko eksploatišu u razvijenim zemljama sveta, objašnjena metodologija i svrha naučnog istraživanja sa akcentom na rešavanje konkretnih inženjerskih i konstruktorskih problema u praksi.

U **drugom** poglavlju dat je pregled konkretnih primera iz graditeljske prakse, pre svega u Skandinavskim zemljama. Izložena je tipizacija spregnutih konstrukcija tipa drvo-beton sa detaljnim opisom konstrukcijskih formi, ali i u odnosu na ostvareni efekat sprezanja koji je u direktnoj vezi sa primenjenim tipovima spojnih sredstava ili spojnih sistema. Aktuelni spojni sistemi za dostizanje određenog efekta sprezanja u spoju drvenog i betonskog dela spregnutog preseka grafički su predstavljani u ovom poglavlju, kratko je naveden značaj koeficijenta popustljivosti istih i predstavljena matematička formulacija procene ostvarenog efekta sprezanja. Pregled dosadašnjih istraživanja daje kratke opise rezultata ostvarenih teorijsko-numeričko-eksperimentalnom analizom spregnutih konstrukcija tipa drvo-beton izloženih kratkotrajnom i dugotrajnom statičkom opterećenju savijanjem i dinamičkom opterećenju u formi visokocikličnog zamora.

Treće poglavlje predstavlja teoriju elastičnog sprezanja koja je iskorišćena kao osnova za formiranje matematičkog algoritma za proračun naponsko-deformacijskog stanja spregnutih konstrukcija tipa drvo-beton. Dat je opšti teorijski pristup koji rezultira fundamentalnom diferencijalnom jednačinom četvrtog reda čijim rešavanjem se na veoma složen način mogu odrediti vrednosti horizontalnih pomeranja između drvenog i betonskog dela spregnutih preseka, nastalih popuštanjem spojnih sredstava, kao i veličina ugiba spregnute grede u sredini njenog raspona. U drugom delu ovog poglavlja izložena je praktičnija i primenljivija metoda za proračun spregnutih konstrukcija tipa drvo-beton poznata pod nazivom **γ -postupak**, a ta metoda je u daljem poslužila kao osnova za kreiranje računске procedure definisane u aneksu B Evrokoda 5. Jednačine date u ovom dokumentu definišu naponsko-deformacijsko stanje u

svakoj tački po visini poprečnog preseka i betonskog i drvenog dela, i daje okvire za proračun parametara popustljivosti spojnih sistema ili sredstava korišćenih u vezi drveta i betona.

U **četvrtom** poglavlju opisani su i detaljno dati rezultati laboratorijskih ispitivanja elastomehaničkih karakteristika betona i lepljenog lameliranog drveta korišćenog za izradu spregnutih greda tipa drvo-beton čijim se ispitivanjem bavi celo jedno poglavlje. Predstavljeno je utvrđivanje čvrstoće pri zatezanju paralelno vlaknima standardizovanih uzoraka drveta, kao i zapreminske težine i procenta vlažnosti (SRPS EN 408), utvrđivanje modula elastičnosti i čvrstoće pri statičkom savijanju standardizovanih uzoraka drveta, kao i zapreminske težine i procenta vlažnosti (SRPS EN 408), određivanje modula popustljivosti spojnih sredstava, zavrtnjeva M8...150 ugrađenih na međusobnom rastojanju od 150mm duž spoja drvenog i betonskog dela spregnute grede, (SRB EN 26981), određivanje modula popustljivosti spojnog sistema, koji se sastoji od kombinacije zavrtnjeva M8...150 i betonskog žleba ojačanog (armiranog) istim tipom zavrtnja. Data je metodologija utvrđivanja mehaničkih parametara betona.

U **petom** poglavlju data je uporedna analitička analiza dveju spregnutih greda tipa drvo-beton istih geometrijskih karakteristika, koje su formirane korišćenjem različitih sistema za sprezanje. Sračunate su odgovarajuće nosivosti u odnosu na granične vrednosti karakterističnih (računskih) čvrstoća na pritisak i zatezanje u betonskom delu preseka i na smicanje, savijanje i zatezanje u drvenom delu spregnutog preseka. Sagledan je i kapacitet spojnog sredstva u prvom načinu sprezanja. Popustljivost spojnog sredstva ili sistema u vezi drveta i betona karakteriše se određenom vrednošću koja se, u prvom načinu, može analitički dovoljno tačno odrediti jednačinom iz EC 5, a u drugom, na osnovu standarda EN 26891, kojim je definisana određena eksperimentalna procedura opisana u poglavlju četvrtom.

Šesto poglavlje zasniva se na eksperimentalnoj verifikaciji dobijenih rezultata kroz ispitivanje određenog broja greda do loma uz praćenje i merenje niza parametara koji karakterišu mehaničko ponašanje spregnutih konstrukcija drvo-beton opterećenih savijanjem. Predstavljena je merna tehnika, raspored mernih tačaka u kojima su beleženi podaci neophodni za opservaciju i komparaciju naponsko-deformacijskog stanja ispitivanih spregnutih greda dvoma različitim spojnim sistemima. Dati su detaljno rezultati ispitivanja obe serije greda po svim mehaničkim parametrima i materijalnim specifičnostima koje karakterišu ponašanje spregnutih konstrukcija tipa drvo-beton u tabelarnoj i grafičko-dijagramskoj formi. Takođe je napravljena detaljna uporedna analiza sa posebnim osvrtom na deformabilnost, stanje napona i dilatacija u karakterističnim presecima.

U **sedmom** poglavlju date su karakteristike numeričkog modeliranja svih elemenata spregnutih greda odgovarajućim konstitutivnim zakonima materijala, metodologija izrade modela u softverskom paketu ABAQUS i pregled dobijenih numeričkih rezultata po različitim naponsko-deformacijskim pokazateljima ponašanja greda jednog i drugog tipa.

U kontekstu budućih istraživanja, **osmo** poglavlje predstavlja teorijske osnove visokocikličnog zamornog opterećenja. Zamor, kao dobro poznati fenomen u ponašanju čeličnih konstrukcija, može biti uzrok skraćivanja eksploatacionog veka, tj. prognozirane trajnosti svih konstrukcija, u krajnjem i spregnutih konstrukcija tipa drvo-beton. U ovom trenutku, u nekoliko istraživačkih centara, širom sveta, radi se na usvajanju modela ponašanja ovog tipa konstrukcija izloženih visokocikličnom zamornom opterećenju, pre svega u oblasti mostogradnje. Dat je pregled dostupnih rezultata dosadašnjih istraživanja.

Deveto poglavlje sadrži pravce daljih istraživanja i odgovarajuće zaključke zasnovane na eksperimentalno-računsko-numeričkoj analizi dva tipa spregnutih greda tipa drvo-beton izloženih statičkom savijanju do loma. Data je uporedna analiza rezultata dobijenih navedenim postupcima i istaknuta originalnost i praktična upotrebljivost rezultata istraživanja.

2. SPREGNUTE KONSTRUKCIJE DRVO-BETON

2.1 Opšte

Spregnute konstrukcije drvo-beton predstavljaju inovativne konstrukcijske sisteme koji su poslednjih decenija postali predmet istraživanja i praktične primene u zemljama razvijenog sveta (Skandinavske zemlje, (slika 2.1.1), Evropska unija (slika 2.1.2), Australija, SAD), prvenstveno zbog svojih atraktivnih mehaničkih osobina. Poslednjih godina, ovaj tip konstrukcijskih elemenata se sreće i u našem konstrukterstvu i to prilikom rekonstrukcije starih, drvenih međuspratnih konstrukcija objekata koji su zaštićeni kao spomenici kulture (slika 2.1.3), ali ima i primera gradnje novih međuspratnih konstrukcija projektovanih u ovom sistemu. Mnogo je razloga za ovakav inženjerski izbor. Pre svega, drvo ima relativno veliku čvrstoću na zatezanje i njegovim sprezanjem sa betonom, koji ima veliku čvrstoću na pritisak, postiže se optimalno iskorišćenje mehaničkih karakteristika ova dva materijala u nosaču. Ovako kreirani konstrukcijski elementi imaju manju sopstvenu težinu u odnosu na klasične betonske elemente, što vodi smanjenju ukupne težine objekta i posledično, povoljnijem ponašanju objekta u seizmičkim uslovima i smanjenju obima radova na projektovanju i izradi temeljne konstrukcije. Betonska kolovozna ploča izvedena preko drvenih greda, u klasičnom konceptu mostovske konstrukcije, uvek će štititi te drvene grede od uticaja sunca i nepovoljnih atmosferskih uticaja kao što su kiša, sneg, led. Pored toga, nivo vibracija indukovanih pešačkim ili motornim saobraćajem biće mnogo niži nego kod klasičnih drvenih mostova. Generalno, spregnuti konstrukcijski elementi tipa drvo-beton se sreću u novoizgrađenim stambenim i poslovnim zgradama, industrijskim i sportskim objektima, konstrukcijama mostova, ali i pri rekonstrukcijama i sanacijama starih objekata, posebno kod onih kod kojih se insistira na minimalnoj modifikaciji konstrukcijskog sistema, odnosno na očuvanju njihove autentičnosti.



Slika 2.1.1 Vihantasalmi most, Finska. Raspon $21+3 \times 42+21=168\text{m}$, 1999.



Slika 2.1.2 Spegnuta konstrukcija tipa drvo-beton drumskog mosta u Švajcarskoj



Slika 2.1.3 Ojačanje postojeće drvene međusprtane konstrukcije objekta sa statusom spomenika kulture, metodom sprežanja sa betonom (Srbija, R. Cvetković)

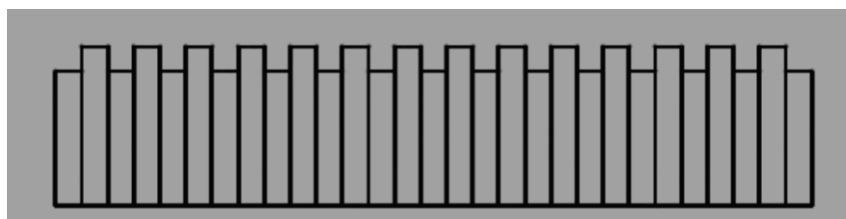
2.2 Konstrukcijske forme spregnutih nosača tipa drvo-beton

Zajedničko delovanje dva materijala različitih mehaničkih karakteristika, u ovom slučaju drveta i betona, u okviru preseka određenog oblika i geometrije obezbeđuje se odgovarajućim spojnim sredstvima ili spojnim sistemima. Sadejstvom oba materijala i spojnih sredstava kroz specifično kreiranu geometriju spoja, koja se kontinualno ponavlja duž nosača, ostvaruje se određeni stepen sprežanja. Ova spojna sredstva ili spojni sistemi prihvataju smičuće sile koje nastaju na kontaktnoj površini dva elementa od materijala različitih mehaničkih

karakteristika i tako formiraju spregnuti presek koji se ponaša u skladu sa odgovarajućim teorijskim pretpostavkama stanja napona i deformacija.

Dva najčešće korišćena tipa spregnute konstrukcije drvo-beton su:

1. Ploče (slika 2.2.1), koje se izrađuju od mehanički spojenih, najčešće ekserima kova-
nih, dasaka postavljenih “na kant”, i međusobno naizmenično smaknutih, tako da formiraju
podužne žljebove. Ove daske mogu biti i međusobno lepljene, te se kao takve koriste se za
izradu prefabrikovanih drvenih elemenata međuspratnih konstrukcija. Uobičajene dužine su
4-6m, debljine do 20cm i širine od 60-80cm. Daske mogu biti međusobno povezane i pred-
napregnutim čeličnim užadima koje prolaze celom širinom drvene ploče i ugrađuju se na pra-
vilnim razmacima u pravcu raspona ploče. Preko ovako postavljenih dasaka ugrađuje se be-
tonska ploča koja može biti i armirana, a koja vrši monolitizaciju preseka. Ovaj tip spregnutih
konstrukcija najčešće se koristi za kontinualne mostovske ploče (slika 2.2.2).

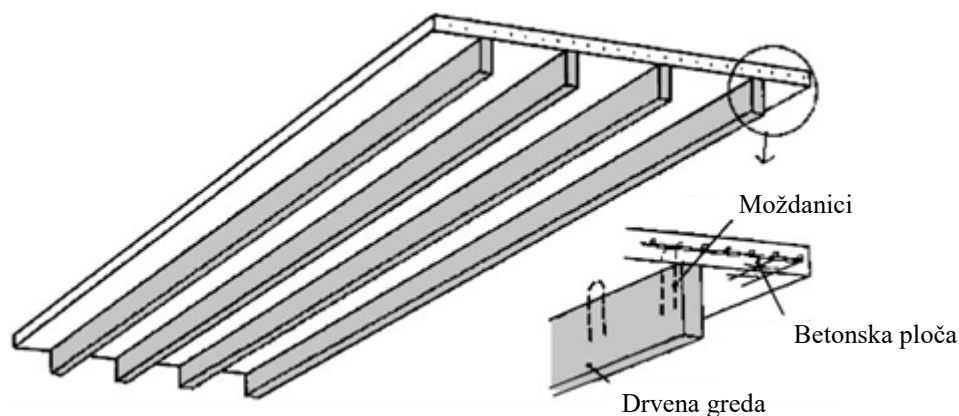


Slika 2.2.1 Prefabrikovani drveni element za izradu spregnutih međuspratnih konstrukcija tipa drvo-beton



Slika 2.2.2 Prednapregnuta drvena ploča kao deo spregnutog poprečnog preseka jedne mostovske konstrukcije

2. T-grede (Slika 2.2.3), gde se drveni nosač, koji predstavlja rebro, pomoću različitih vrsta moždanika vezuje za betonsku ploču koja predstavlja nožicu T-preseka. Ploča može biti od nearmiranog, armiranog, prethodnonapregnutog ili lakog betona. Može biti livena na licu mesta ili prefabrikovana. Debljina betonske ploče kod spregnutih međuspratnih konstrukcija drvo-beton značajno utiče na statičke i dinamičke karakteristike konstrukcije. Kao što je poznato, beton ima malu zateznu, ali veliku pritisnu čvrstoću. Drvo kao materijal karakteriše velika zatezna čvrstoća. Da bi se iskoristile prednosti oba materijala, poprečni presek treba tako projektovati da se neutralna osa nalazi na kontaktnom spoju ova dva materijala ili u njegovoj blizini.



Slika 2.2.3 Tipična spregnuta međuspratna konstrukcija tipa drvo-beton (Ceccotti, 2002)

Spregnute konstrukcije ovog tipa upotrebljavaju se prilikom projektovanja objekata visokogradnje i niskogradnje.

Da bi se spregnute konstrukcije drvo-beton mogle uspešno konstruisati i primenjivati u praksi, neophodno je poznavati relevantne faktore koji utiču na mehaničko ponašanje spregnutih elemenata od drveta i betona u uslovima eksploatacije. Od ovih faktora treba pre svega pomenuti:

- uticaj istorije (dužine trajanja) pojedinih opterećenja,
- uticaj skupljanja i tečenja betona,
- uticaj klimatskih faktora, temperature i vlažnosti, koji su značajni pri skupljanju i bubrenju drveta,
- način konstruisanja veze između drveta i betona, odnosno vrste sredstava za sprezanje (moždanika),
- modul pomerljivosti veze,
- aktivnu širinu betonske ploče,
- mehaničko ponašanje spregnute konstrukcije u odnosu na dinamička opterećenja.

2.3 Spojna sredstva i sistemi u spregnutim nosačima tipa drvo-beton

Spajanje elemenata može se izvršiti pomoću:

- athezije i trenja,
- lepljenjem,
- mehaničkim spojnim sredstvima.

Najčešće se za sprezanje drveta i betona koriste mehanička spojna sredstva (moždanici), iako nije retkost da se upotrebljavaju i hemijska spojna sredstva, odnosno razne vrste lepkova na bazi epoksidnih i melaminskih smole. Treba naglasiti da lepak kao spojno sredstvo pri sprezanju različitih materijala treba izbegavati ukoliko se u konstrukcijskom sklopu objekta očekuje ili postoji mogućnost požarnog opterećenja. Naime, lepak kao spojno sredstvo prestaje da funkcioniše već na temperaturi od 300°C.

Mehanička spojna sredstva imaju najveću primenu pri sprezanju drveta i betona. Izbor moždanika koji će se upotrebiti za sprezanje od velike je važnosti jer oni bitno utiču na ponašanje veze između drveta i betona, odnosno stepen sprezanja ova dva materijala.

Najčešće korišćeni mehanički moždanici (štapasti, pločasti ili njihova kombinacija u sistem za spajanje) su: ekseri, zavrtnjevi, karike, čelične šipke, metalne nazubljene ploče, čelična rešetka ili čelični perforirana traka zalepljena za drvenu gredu.

Vrsta moždanika koji će se upotrebiti za sprezanje zavisi od mnoštva faktora: tipa spregnutog nosača, globalnog koncepta konstrukcije, geometrijskih karakteristika konstrukcije objekta, poželjenog nivoa sprezanja i njegovog uticaja na ukupno ponašanje konstrukcije pod dejstvom eksploatacionih i drugih opterećenja, pogodnosti i efikasnosti načina ugradnje moždanika (slika 2.3.1).

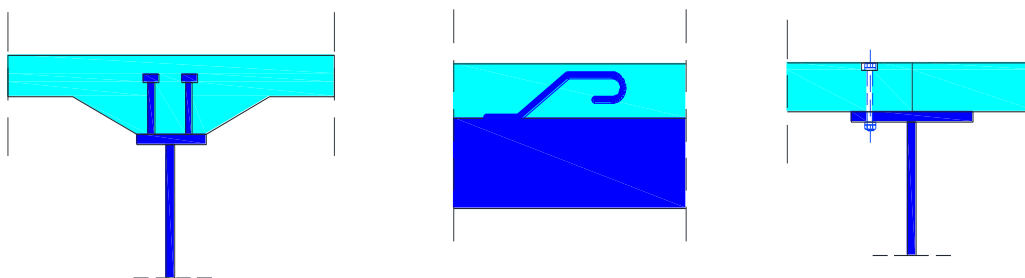


Slika 2.3.1 Posebna (slika levo) i standardna (slika desno) forma moždanika

Generalno, s obzirom na konstrukciju, formu i primenu mogu se podeliti u dve grupe:

- elastične (fleksibilne),
- krute (nefleksibilne).

Elastična mehanička spojna sredstva koja se koriste za prihvatanje sile smicanja u spoju drveta i betona izložena su savijanju, zatezanju i smicanju, pri čemu se mogu deformisati do stanja plastifikacije. Tipični predstavnici ovog tipa spojnih sredstava su trnovi određenog prečnika i dužine, otvorene i zatvorene različito oblikovane čelične petlje i visokovredni zavrtnjevi.



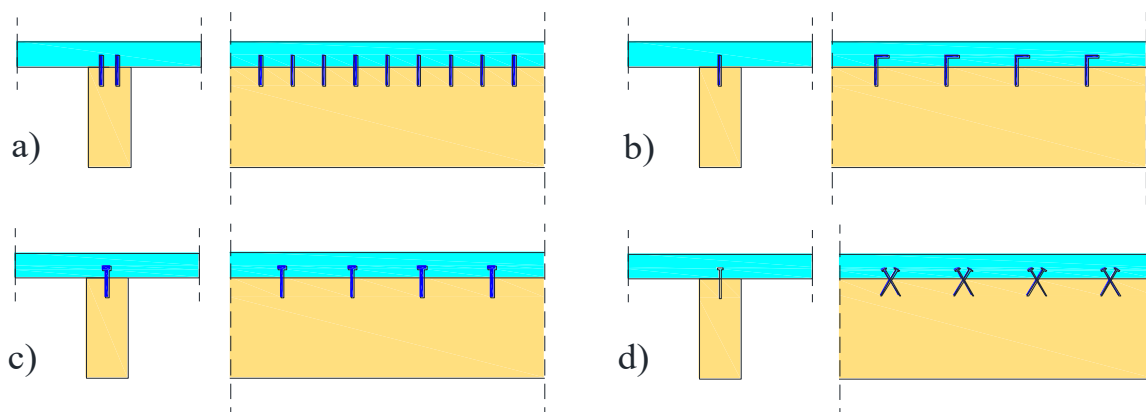
Slika 2.3.3 Kruta mehanička spojna sredstva spregnutih sistema tipa čelik-beton

Kruta, nefleksibilna mehanička spojna sredstva, silu smicanja, koja se javlja u spregnutom spoju dva raznorodna materijala pri određenom spoljašnjem opterećenju, prihvataju površinom svog poprečnog preseka i u njima se analizira samo stanje napona smicanja. Stanje plastifikacije preseka se ne očekuje i ovaj tip spojnih sredstava (moždanika) primenjuje se kod spregnutih nosača velikih raspona, nosača mostovskih konstrukcija, kod nosača kod kojih se u spoju očekuju velike sile smicanja (slika 2.3.3).

U spregnutim konstrukcijama drvo-beton ovaj tip spojnih sredstava ili sistema, ne može se samostalno primeniti zbog specifičnih mehaničkih karakteristika drveta kao materijala, u prvom redu, zbog nedovoljne čvrstoće drveta na pritisak po omotaču rupe, ali može u kombinaciji sa izvedenim žlebovima određene geometrije u betonu i drvetu. S druge strane, elastična mehanička spojna sredstva imaju široku primenu u predmetnom tipu spregnutih konstrukcija i njihova podela, forma, način ugradnje i položaj ilustrativno su prikazani na slikama 2.3.4,...

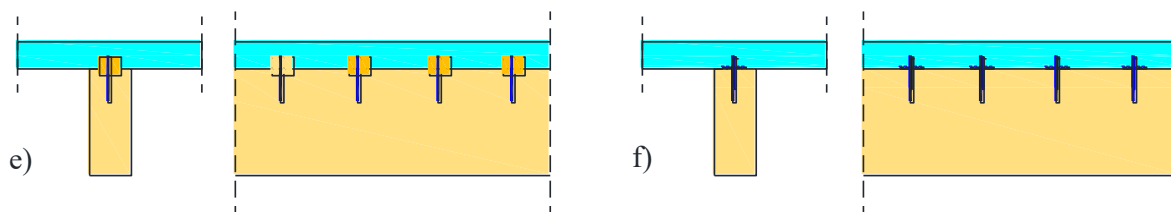
U slučaju *a)*, betonska ploča i drvena greda su spregnuti, međusobno povezani ekserima određenog prečnika i dužine, ugrađenim na određenom rastojanju duž spoja, u prethodno izbušene rupe ili jednostavno, zabijanjem. Ovaj sistem se koristi prilikom ojačanja međuspratnih konstrukcija stambenih poslovnih zgrada ili za izradu potpuno novih međuspratnih konstrukcija, metodom sprežanja drveta i betona, naravno u slučaju nevelikih raspona.

Varijanta pod **b)** podrazumeva sprezanje drveta i betona pomoću čeličnih šipki od glatke ili rebraste armature ugrađenih na određenom rastojanju, u jednom ili više redova, pod određenim uglom u odnosu na spojnu ravan, duž kontakta drvene grede i betonske ploče. Preostale dve varijante, **c)** i **d)**, principijelno, poklapaju se sa metodom ugradnje objašnjenom pod **a)**, ali u ovim slučajevima, umesto čeličnih šipki, koriste se ekseri i zavrtnjevi određenog prečnika.

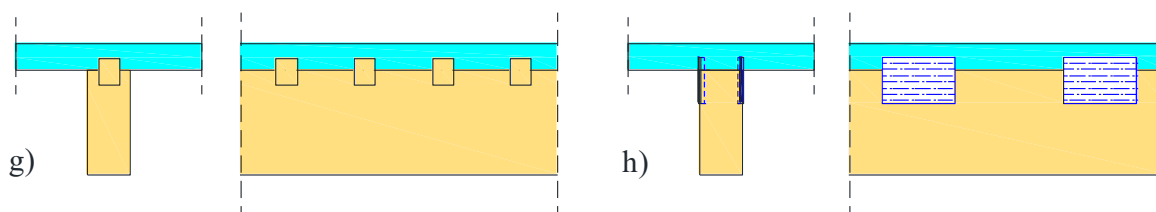


Slika 2.3.4 Sprezanje mehaničkim štapastim spojnim sredstvima

Efikasnije mehaničko ponašanje spregnutih konstrukcija tipa drvo-beton može se obezbediti ugradnjom prstenastih ili nazubljenih moždanika na određenom rastojanju duž spoja, samostalno ili u kombinaciji sa štapastim spojnim sredstvima (slika 2.3.5, **e)**, **f)**).



Slika 2.3.5 Mehanička štapasta spojna sredstva u kombinaciji sa prstenastim i nazubljenim moždanicima

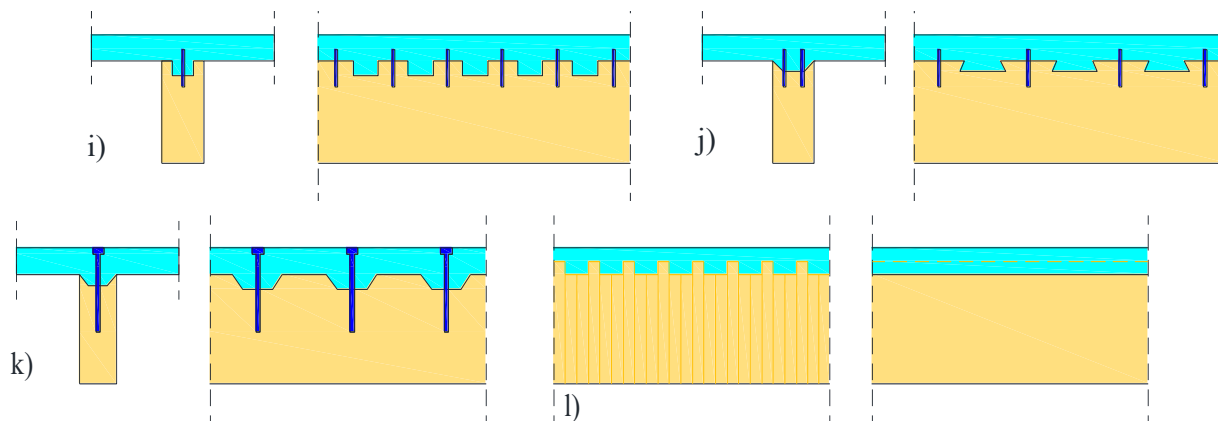


Slika 2.3.6 Čelični cevasti elementi i metalne nazubljene ploče kao sistemi za sprezanje drveta i betona g), h).

Čelični cevasti elementi kvadratnog ili kružnog oblika **g)**, i metalne nazubljene ploče određene geometrije i nosivosti **h)**, zahvaljujući velikoj kontaktnoj površini između betona i

drveta obezbeđuju dobar prenos sile smicanja koja se javlja u spoju ova dva materijala prilikom njihovog sprezanja (slika 2.3.6).

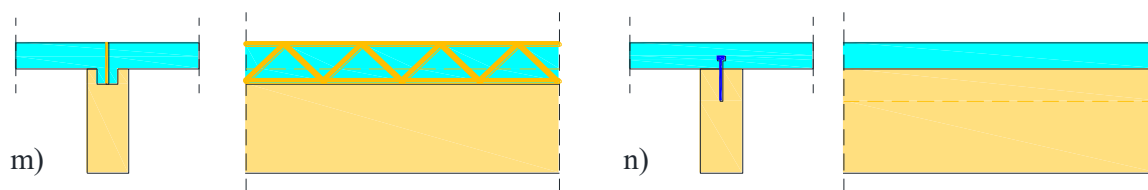
Kombinovani sistemi sprezanja (slika 2.3.7, i, j), zasnivaju se na prenosu sile smicanja pomoću žlebova određenih geometrijskih karakteristika izrađenih u drvetu (kasnije popunjenih betonom) i mehaničkih štapastih spojnih sredstava. Na ovaj način povećava se kontaktna površina između betona i drveta, aktivira prirodna athezija i beton u određenoj meri učestvuje u prenosu sile smicanja.



Slika 2.3.7 Kombinovani sistemi za sprezanje drveta i betona i) - l).

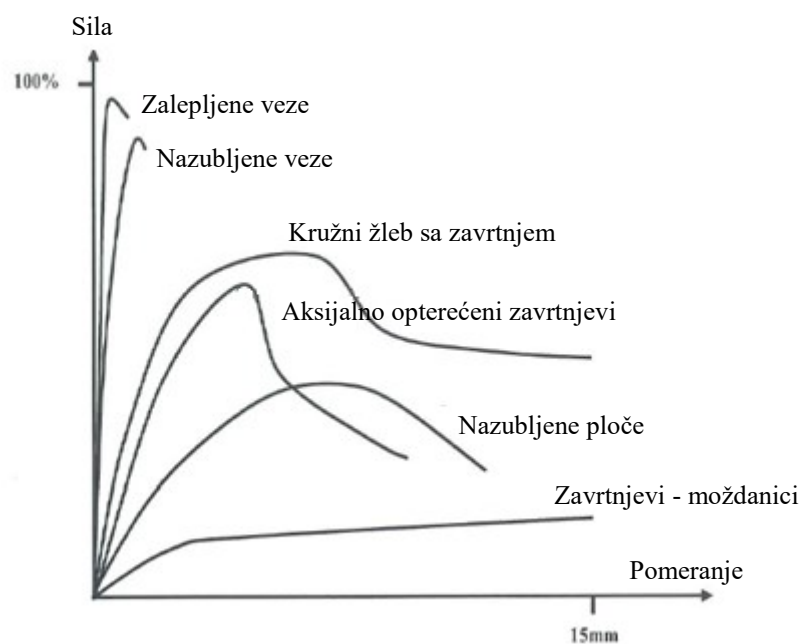
Dalje, na slikama, 2.3.7 (k, l) prikazani su još neki sistemi sprezanja drvenih i betonskih konstrukcijskih elemenata: kombinacija specijalno oblikovanog žleba u drvenoj gredi i prednapregnutog čeličnog zavrtnja (trna), (k), kontinualna ploča izvedena od vertikalno međusobno lepljenih ili štapastim spojnim sredstvima povezanih dasaka naizmenično smaknutih, tako da formiraju podužne žlebove (l). Ovako formirana drvena ploča monolitizuje se slojem armiranog betona.

Za razliku od navedenih spojnih sredstava i načina sprezanja koji su diskontinualni (tačkasti, diskretni), moderni sistemi sprezanja, poslednjih godina testirani i kreirani, podrazumevaju upotrebu elemenata za spajanje koji kontinualno, celom dužinom nosača u svakoj tački sprežu drvo sa betonom. To se postiže primenom posebno oblikovanih rešetkastih nosača ili metalnih perforiranih ploča-mrežica, koje se ugrađuju u unapred pripremljen žlebove u drvetu i lepe odgovarajućim lepkovima na bazi epoksi-smola, (m, n).



Slika 2.3.8 Moderni, inovativni sistemi sprezanja drveta i betona izradom kontinualnog spoja, m) and n)

Kao što je već rečeno, nosivost spregnute konstrukcije u velikoj meri zavisi od mehaničkih karakteristika spojnih sredstava i spojnih sistema kojima se efekat spreznjanja nastoji podići do maksimalnog nivoa, do nivoa krutog spreznjanja. Postoji veliki broj istraživanja koja daju određene vrednosti, preporuke i metode utvrđivanja mere popustljivosti spojnih sredstava-sistema u ovom tipu konstrukcija. Univerzalna procedura eksperimentalne verifikacije spojeva i veza u evropskoj regulativi definisana je kroz standard (SRBS) EN 26891.



2.3.8 Dijagram popustljivosti različitih spojnih sredstava u spregnutim konstrukcijama drvo-beton (Dias, 2005)

Na dijagramu prikazanom na slici 2.3.8 jednu sistematizaciju takvih rezultata dao je Dias (2005) i ona je zasnovana, u manjoj meri, na analitičkim modelima i u dosta većoj, na eksperimentalnim istraživanjima koja su sprovedena na različitim modelima spojnih sistema prikazanih na slici 2.3.9 i 2.3.10.



2.3.9 Čelična kontinualna mreža kao spojno sredstvo (Clouston 2005) i perforirana specijalno oblikovana čelična ploča (Miotto i Dias 2008)

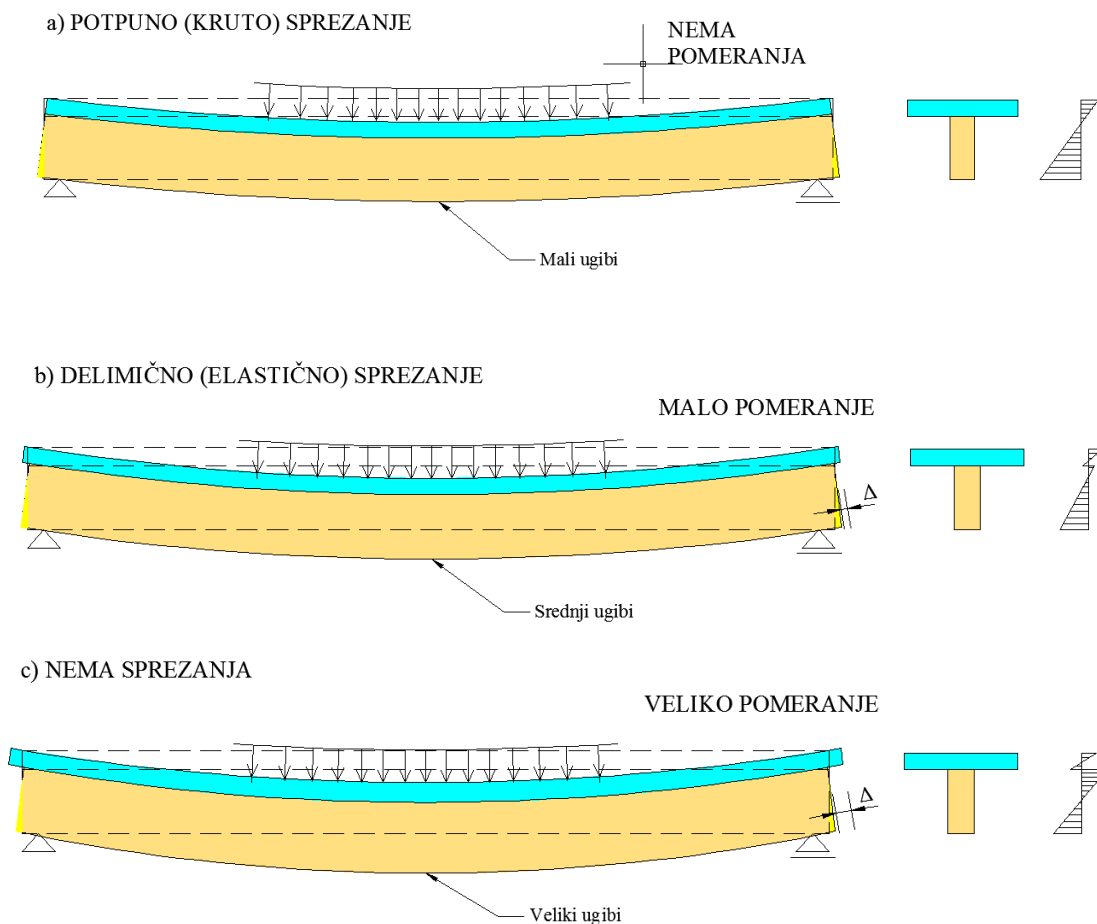


2.3.10 Posebno oblikovani spojni sistem napravljen od rebraste armature i ugrađen u drvo lepljenjem pod uglom od 45° u odnosu na ravan spoja (Kuhlmann, Aldi 2008), levo i vertikalni moždanik posebne konstrukcije (Fragiacomo, 2007), desno.

2.4 Procena ostvarenog stepena sprezanja u spregnutim konstrukcijama drvo-beton

Procena ostvarenog stepena sprezanja u spregnutim konstrukcijama zasnovana je, pre svega, na efikasnosti spojnog sredstva (sistema) upotrebljenog u spojnoj ravni elemenata od drveta i betona. Ostvareni stepen sprezanja u direktnoj je vezi sa krutošću i nosivosti nosača na savijanje. Kod spregnutih konstrukcija tipa drvo-beton moguće je, na osnovu dostignutog stepena ostvarenog sadejstva različitih elemenata spregnutog preseka, razlikovati tri postupka sprezanja:

- a) Potpuno sprezanje elemenata (**kruto sprezanje**)—spoj drveta i betona je krut i spojna sredstva ne dozvoljavaju relativno pomeranje u kontaktnoj ravni, te se elementi spregnute konstrukcije ponašaju kao jedan element (korišćenjem kvalitetnih lepkova moguća je realizacija ovakvih nosača, ali je obavezna verifikacija stepena krutosti spoja eksperimentalnim putem (slika 2.4.1a));
- b) Delimično sprezanje elemenata (**elastično sprezanje**)—spojna sredstva imaju određen modul pomerljivosti, javlja se pomeranje u kontaktnoj ravni i u proračun se uvođi popustljivost spojnih sredstava ili sistema za sprezanje (slika 2.4.1b);
- c) Elementi bez sprezanja—nema spojnih sredstava niti prirodne athezije, elementi su nezavisni jedan od drugog (slika 2.4.1c).



Slika 2.4.1 Mogući nivoi sprezanja nosača tipa drvo-beton „T“ poprečnog preseka

Pravilnim izborom spojnih sredstava u najboljoj meri se iskorišćavaju prednosti spregnutih konstrukcija. Spojna sredstva moraju efikasno da prenesu smičuće sile i omoguće celokupnom konstruktivnom sistemu da bude krući i stabilniji. Jedan od načina određivanja efikasnosti spojnog sredstva predložio je Piazza, 1983:

$$\eta = \frac{(EI)_{real} - (EI)_0}{(EI)_{\infty} - (EI)_0} \quad (2.4.1)$$

gde je:

η efikasnost spojnog sredstva,

$(EI)_{\infty}$ krutost konstrukcije na savijanje pri krutom sprezanju

$(EI)_0$ krutost konstrukcije na savijanje kad nema sprezanja

$(EI)_{real}$ stvarna krutost konstrukcije na savijanje.

Kada je krutost spojnog sredstva velika, ($\eta \rightarrow 1$), onda je krutost na savijanje konstrukcije $(EI)_{real}$ bliska krutosti konstrukcije na savijanje pri krutom sprezanju $(EI)_{\infty}$.

Ako su spojna sredstva veoma fleksibilna, ($\eta \rightarrow 0$), onda je krutost na savijanje konstrukcije $(EI)_{real}$ bliska krutosti konstrukcije na savijanje kad nema sprezanja $(EI)_0$.

2.5 Izbor dosadašnjih istraživanja

2.5.1 Eksperimentalna istraživanja

Poslednjih godina određeni broj istraživača došao je do i u literaturi prezentovao rezultate svojih istraživanja u oblasti mehaničkog ponašanja spregnutih konstrukcija tipa drvo-beton izloženih statičkom opterećenju do loma. Ispitivanja ovakvog tipa značajna su za procenu ostvarenog stepena (efekta) sprezanja između drveta i betona, utvrđivanje nosivosti pri lomu (granična nosivost), kao i samog mehanizma loma koji će se ispoljiti po jednoj od ključnih komponenti ovakvih nosećih sistema (drvo, beton, spojna sredstva), a u zavisnosti od niza parametara. Ovakvim ispitivanjima uvek prethode odgovarajuće eksperimentalne analize kojima se, u skladu sa standardima, utvrđuju mehaničke karakteristike upotrebljenih materijala i spojnih sredstava ili sistema. Karakterističan je tkzv. „*push-out test*“ koji je neophodan za utvrđivanje popustljivosti izabranog spojnog sistema i za procenu krutosti veze ostvarene sa drvenim i betonskim delom spregnutog poprečnog preseka. Najznačajnija istraživanja vezuju se za sledeća imena i njihova zapažanja:

Grantham (2004) je postojeću drvenu međuspratnu konstrukciju višespratne stambene zgrade korišćenjem SFS konektora (zavrtnjeva) spregao sa betonskom pločom i testirao ponašanje tako modifikovane međuspratne konstrukcije tokom 34 dana pod stalnim teretom u iznosu od $2,5\text{kN/m}^2$ i ograničenjem ugiba u odnosu od $l/333$. Nakon toga konstrukcija je opterećena do loma i bilo je potrebno 11,9 puta veće opterećenje od projektovanog da bi se dostigao lom.

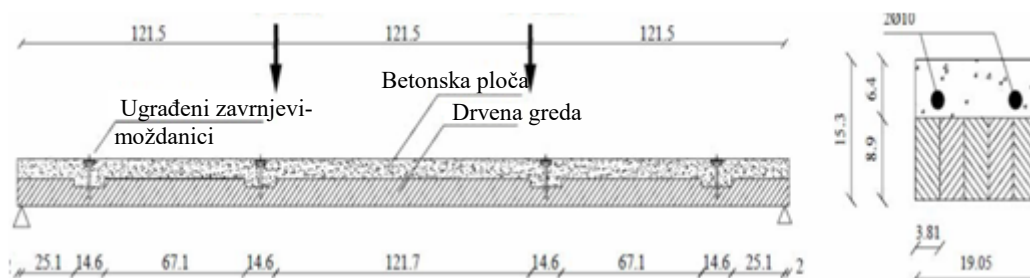
Clouston (2005) ispituje spregnuti sistem od lepljenog lameliranog drveta i betona, raspona 10m, u kome se kao spojni sistem koristi kontinualna čelična mreža ugrađena u tri reda duž raspona spregnutog sistema, testom poznatim pod nazivom „*four point bending*“. Do graničnog loma dolazi pri opterećenju od 291kN i vrednosti ugiba u sredini raspona većoj od 80mm. Mera ostvarenog efekta sprezanja je gotovo potpuna, računskom analizom γ - postupkom, sila loma ima vrednost od 312kN, što je svega 1% manje od vrednosti koja se dobija za slučaj krutog sprezanja (*fully composite action*) drveta i betona.

Ceccotti (2006) ispituje spregnuti sistem koji se sastoji od dve grede od LLD-a (lepljeno lamelirano drvo) i betonske ploče, poprečnog preseka i geometrije u svemu prema slici 2.5.1 i raspona 6m. U prethodno izbušene rupe u gredama od LLD-a, ugrađuje štapasta spojna sredstva napravljena od rebraste armature prečnika $\phi 18$, postavljena na rastojanju, duž spoja između drveta i betona, od 150-450mm i prostor oko njih popunjava epoksidnom smolom (epoxy resin). Pre realizacije statičkog testa do loma, „four point bending“, grede su bile izložene, tokom perioda od 5 godina, stalnom dugotrajnom opterećenju određenog intenziteta u spoljašnjim uslovima, i praćeno je njihovo ponašanje. Do loma je došlo pri opterećenju od $2P=500\text{kN}$, Izmerena vrednost ugiba u sredini raspona je 33,2mm, a pomeranje u spoju između drveta i betona u oslonačkoj zoni iznosilo je 2,47mm. Do krtoć loma, prekoraćenjem čvrstoće na zatezanje drvenog dela preseka, došlo je pri opterećenju koje je 2,44 puta bilo veće od računске vrednosti istog. Mera ostvarenog efekta sprežanja je između 87-93%. Eksperimentalni rezultati su poređeni sa analitičkim rešenjem koje je dato γ -postupkom, pri čemu su u proračunu korišćene vrednosti modula popustljivosti spojnog sistema, $K_{0,4}$, $K_{0,6}$, $K_{0,8}$, određene „push-out test“-om i dobijena su dobra slaganja.



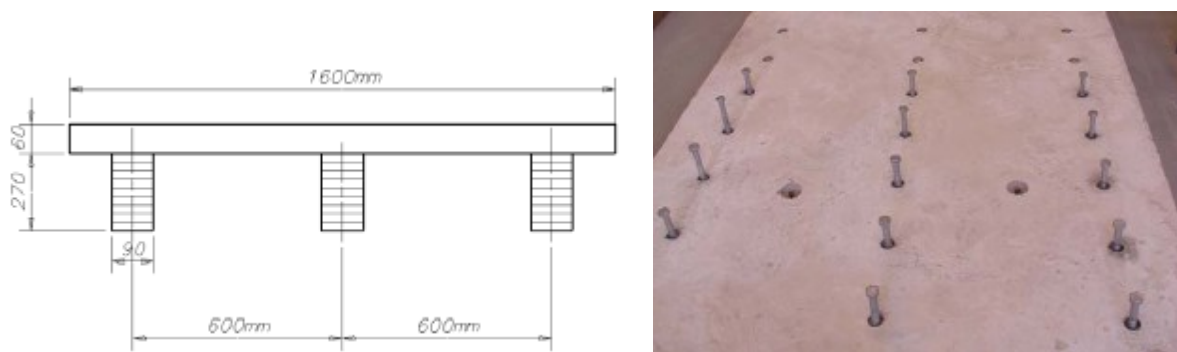
Slika 2.5.1. Poprečni presek spregnutog nosača tipa drvo-beton (Ceccotti 2006)

Gutkowski (2008) spreže drvo sa betonom korišćenjem žlebova izvedenim u drvetu i zavrtnjeva čijim se pritezanjem povećava sila trenja u kontaktnoj površini između ova dva materijala, slika 2.5.2. i na uzorcima raspona 3,51m izvodi klasičan test statičkim savijanjem do loma, pri čemu utvrđuje meru efekta sprežanja u iznosu od 54,9-77%, lom savijanjem po drvenom delu preseka i veoma lošu funkcionalnost betonskog žleba izazavanu segregacijom betona.



Slika 2.5.2 Spregnuta greda drvo-beton sa žlebovima i zavrtnjima (Gutkowski 2008)

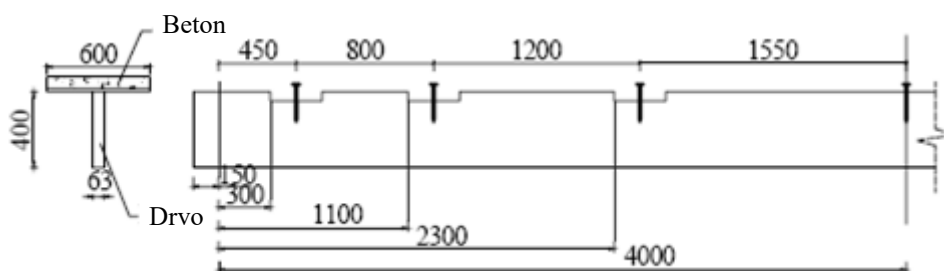
Lukaszewska (2010) ispituje pet greda raspona 4,8m i poprečnog preseka u svemu prema slici 2.5.3. Trostruki „T“-preseki formiraju se gredama od LLD-a preko kojih se monolitizuje prefabrikovana AB ploča pomoću zavrtnjeva M20...160 postavljenim na različitim međusobnim rastojanjima u kombinaciji sa čeličnim čaurama prethodno ugrađenim u betonsku ploču i specijalno oblikovanim „U“ profilima čiji se gornji deo ugrađuje u ploču takođe pre njene izrade, a donji deo vezuje sa 8E45/75 za gornji deo drvenih greda.



Slika 2.5.3 Spregnuta greda drvo-prefabrikovani beton (Lukaszewska 2010)

Na osnovu rezultata ispitivanja ovako isplanirane dve serije greda sa dva različita sistema spreznjenja došla je do zaključka da je kod greda sa zavrtnjima i čeličnim valjcima (čaurama) efekat spreznjenja dostigao 60%, a kod uzoraka kod kojih su drvene grede povezane sa prefabrikovanom betonskom pločom ekserima, svega 30%. Kako bi se povećala mera efekta spreznjenja, predlaže kao spojni sistem kombinaciju zavrtnjeva i čeličnih čaura dopunjenu izradom žlebova u drvenom delu spregnutog nosača, kako bi se izvršila bolja preraspodela sile smicanja koja se javlja u spoju drvenog i betonskog dela.

Značajni su rezultati koje je dobio Yeoh (2010) analizirajući ponašanje 11 greda raspona 8,0 m i 10,0m spregnutih pomoću zavrtnjeva i žlebova u drvetu, određene geometrije (5 greda) i pomoću metalnih perforiranih i jednostrano nazubljenih ploča (preostalih 6 greda), izloženih statičkom opterećenju savijanjem do loma u klasičnom „four point bending“ testu. 6 greda je dobro projektovano za uobičajeno eksploataciono opterećenje, 3,0 kN/m² (u skladu sa propisima), a preostalih 5 je projektovano za potcenjeno opterećenje od 1,0 kN/m². Ostvareni efekat spreznjenja se kreće u granicama od 87,60-99,23%. Do loma dobro projektovanih uzoraka (greda) za ispitivanje, došlo je pri opterećenju koje je bilo 2,29-2,91 puta veće od računskog opterećenja, dok je u drugom slučaju ta vrednost u opsegu od 1,17-2,31. Verifikaciju svojih eksperimentalnih rezultata dao je računskom analizom zasnovanom na nizu pratećih ispitivanja različitih spojnih sistema i γ -postupku.



Slika 2.5.4 Spregnuta greda drvo-beton sa žlebovima i zavrtnjima (Yeoh 2010)



Slika 2.5.5 Spregnuta greda drvo-beton sa žlebovima i zavrtnjima - konfiguracija „four point bending“ testa, levo i ispitivanje istih greda izloženih dugotrajnom opterećenju, desno (Yeoh 2010)

2.5.2 Numerička istraživanja. Modeliranje metodom konačnih elemenata (FE)

Uporedo sa eksperimentalnim istraživanjima koriste se numeričke metode za softversko modeliranja mehaničkog ponašanja spregnutih konstrukcija tipa drvo-beton izloženih različitim fizičkim uticajima i opterećenjima (kratkotrajno i dugotrajno), kako bi se formirali odgovarajući principi (zakoni) ponašanja materijala. *Fragiacomo* (2004) predstavlja model spregnute grede tipa drvo-beton formiran metodom konačnih elemenata (1D FE) kojim opisuju njeno nelinearno ponašanje do loma i pod dugotrajnim opterećenjem. FE model se sastoji od dva gredna elementa (betonska ploča i drvena greda) međusobno kontinualno spojena oprugom određene krutosti (spojni sistem). Nelinearni mehanički model, sa aspekta izabranog zakona ponašanja, beton tretira kao viskoelastični materijal sa mogućnošću termičkog širenja,

tečenja i skupljanja, sve u skladu sa CEB-FIP Model Code 90. Drvo je modelirao kao viskoelastični materijal, pri čemu je za modeliranje uticaja tečenja drveta, skupljanja i bubrenja usled temperaturnih promena i varijacije relativne vlažnosti vazduha i zavisnost modula elastičnosti od promene vlažnosti u drvetu, koristio Toratijev reološki model (*Toratti 1992*). Sličan numerički model koristio je u svojim istraživanjima *Yeoh (2010)* i dobio dobro slaganje eksperimentalnih i numeričkih rezultata.

Schanzlin (2003) razvija 1D (jednodimenzionalni) numerički model, baziran na metodi konačnih razlika, za analizu mehaničkog ponašanja spregnutih sistema tipa drvo-beton pod dugotrajnim opterećenjima i u njemu beton tretira kao viskoelastični materijal, a za drvo i spojni sistem koristi *Hanhijarvi*ev reološki model. (*Hanhijarvi 1995*).

3D FE model za procenu ponašanja pod dugotrajnim opterećenjem spregnutih konstrukcija tipa drvo-beton u softverskom paketu ABAQUS kreiraju *To (2008)*, *Chassagne (2006)*. U ABAQUS-u i ANSYS-u, 3D modele izložene kratkotrajnom statičkom opterećenju savijanjem do loma, kreiraju *Dias (2007)* i *Aldi (2008)*, a spojne sisteme modeliraju korišćenjem 3D brick-type elementa.

1D modeli omogućavaju dobru procenu krutostu spoja između drveta i betona i očekivanih mehanizama loma spojnih sredstava ili sistema, koji se koriste. Zahvaljujući toj činjenici, tj. pravilnom matematičkom i numeričkom modeliranju, moguće je izbeći veliki broj „push-out test“-ova neophodnih za utvrđivanje krutosti, čvrstoće i popustljivosti veze aproksimirane ponašanjem opruge (spring system). U 3D modeliranju poželjno je koristiti parametre koji karakterišu vezu drveta i betona, dobijene eksperimentalnim putem.

Ipak, upoređenjem rezultata eksperimentalnih istraživanja greda tipa drvo-beton, spregnutih pomoću žlebova u spojnoj ravni na univerzitetu u Koloradu, sa rezultatima *Fragiacomo*-ovog 1D modela i *To*-ovog 3D, dobija se prihvatljivo slaganje i tačnost, s tim da treba istaći da proračun 1D modela zahteva mnogo manje kompjuterske (*hardware*) performanse i mnogo manje vremena.

3. TEORIJA SPREZANJA

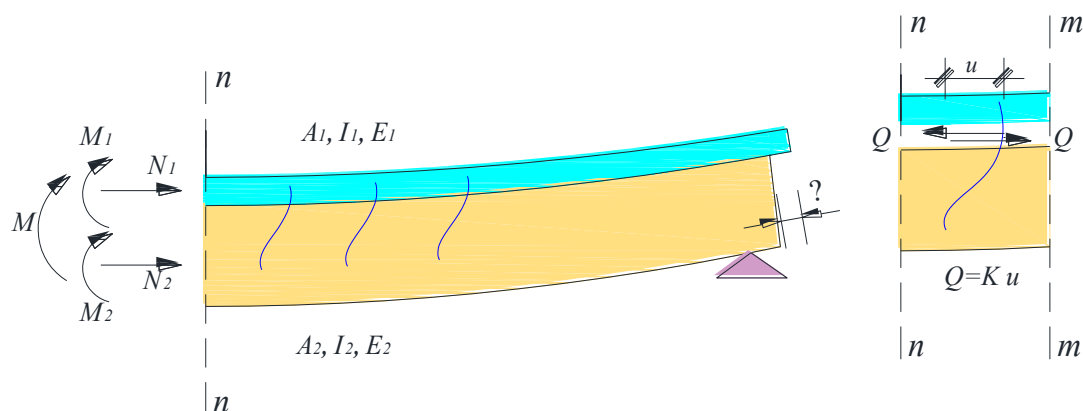
3.1 Opšte

Spregnute konstrukcije nastaju konstruktivnim objedinjavanjem, spajanjem, dva materijala različitih osobina u jedinstven spregnuti presek. Sprezanje se postiže sredstvima za vezu koja su u stanju da prime smičuće sile u kontaktnoj ravni. Spojna sredstva obezbeđuju zajednički rad oba dela nosača, a samim tim i povoljnije naponsko stanje u presecima nosača i znatno smanjenje deformacije nosača.

Postoje velike mogućnosti u formiranju oblika spregnute konstrukcije kao i u izboru konstrukcijskog materijala. Pravilnim rasporedom upotrebljenih materijala mogu se iskoristiti njihova najbolja mehanička svojstva i formirati nosači racionalnih i za izvođenje jednostavnih, poprečnih preseka.

Dinamička opterećenja prihvataju se znatno lakše u spregnutim konstrukcijama zbog povoljnijih dinamičkih karakteristika ovakvih konstrukcija (znatno veća krutost konstrukcije, zahvaljujući prisustvu betona u odnosu na klasične drvene konstrukcije, prigušenje je veće).

Pri savijanju spregnutih konstrukcija dolazi do pomeranja jednog elementa preko drugog duž kontaktne ravni. Pomeranja elemenata spregnutog preseka sprečavaju spojna sredstva prihvatajući smičuću silu Q , koja nastaje usled savijanja nosača poprečnim opterećenjem određenog oblika, pri čemu, teorijski, nastaje sila pritiska N_1 i momenat savijanja M_1 u gornjem a silu zatezanja N_2 i momenat savijanja M_2 u donjem elementu složenog spregnutog poprečnog preseka konstrukcijskog elementa, Slika 3.1.1. Intenziteti sila zavise od krutosti, deformabilnosti i popustljivosti spojnog sredstva odnosno njegovog modula pomerljivosti, kao i od mehaničkih čvrstoća betona i drveta koji se koriste za izradu ovakvog tipa konstrukcija.



Slika 3.1.1 Raspodela sila u preseku i u spojnoj ravni elemenata spregnutog nosača

3.2 Statička analiza kruto spregnutih konstrukcija

Kod kruto spregnutih konstrukcija i konstrukcija bez sprezanja proračun konstrukcije može se izvesti prilično jednostavno. Kod konstrukcija bez sprezanja svaki element konstrukcije ponaša se samostalno i nezavisno od drugog. Prilikom proračuna primenjuje se klasična teorija savijanja u elastičnoj oblasti, za svaki element posebno. Projektovanje ovakvih nosača ima samo teorijskog opravdanja, jer se u praksi retko sreću i izlažu značajnim konstrukterskim zahtevima. Kod kruto spregnutih konstrukcija nema pomeranja u kontaktnoj ravni, pa se elementi spregnute konstrukcije ponašaju kao jedan element. Kruto spregnute konstrukcije obezbeđuju maksimalno iskorišćenje mehaničkih karakteristika materijala koji se sprežu i niz oblikovnih i, sa aspekta dejstva opterećenja, značajnih parametara tokom eksploatacionog veka konstrukcijskog elementa. Ako je drveni deo poprečnog preseka referentni element konstrukcije, onda se betonski deo mora redukovati pomoću redukcionog koeficijenta E_1 / E_2 , a zatim klasičnom teorijskom analizom odrediti naponsko-deformacijsko stanje u karakterističnim ivičnim zonama poprečnog preseka. Naponsko stanje u određenim tačkama (zonama) izabranog poprečnog preseka određuje se pomoću sledeće jednačine,

$$\sigma_p = \frac{E_p}{E_{ref}} \cdot \frac{M_{y,d}}{I_{y, fic}} |z_p| \quad (3.2.1)$$

gde je:

- σ_p napon u traženoj tački poprečnog preseka $p-p$,
- E_p modul elastičnosti u traženom poprečnom preseku $p-p$,
- E_{ref} modul elastičnosti referentnog materijala (u ovom slučaju drveta),
- $I_{y, fic}$ moment inercije fiktivnog poprečnog preseka,
- z_p udaljenost tačke od neutralne ose poprečnog preseka,
- $M_{y,d}$ računaska vrednost momenta savijanja u preseku $p-p$

3.3 Statička analiza elastično spregnutih nosača

Spregnuti nosači od drveta i betona, gde se kao sredstva za sprezanje koriste mehanička spojna sredstva, usled spoljašnjeg opterećenja imaju izvesna pomeranja u spoju. Ova pomeranja zavise od vrste upotrebljenih spojnih sredstava, njihovog razmaka, načina oblikovanja, ugradnje, od mehaničkih svojstava materijala koji se sprežu, karaktera opterećenja kome je

nosač izložen. Kada se kao spojno sredstvo upotrebi lepak, veza se može smatrati krutom, odnosno sprezanje je potpuno te se tako dobijeni poprečni presek može smatrati jedinstvenim i na njega se može primeniti teorija krutog sprezanja koja se svodi na klasične postupke proračuna monolitnog preseka. Međutim, pri upotrebi mehaničkih spojnih sredstava javlja se delimično (**elastično**) sprezanje, pa se za proračun ovakvih preseka mora uzeti u obzir pomezanje u spoju između drveta i betona, odnosno mora se primeniti teorija elastičnog sprezanja, (Stevanović, 2003).

Pri proračunu elastično spregnutih nosača drvo-beton uvode se sledeće pretpostavke:

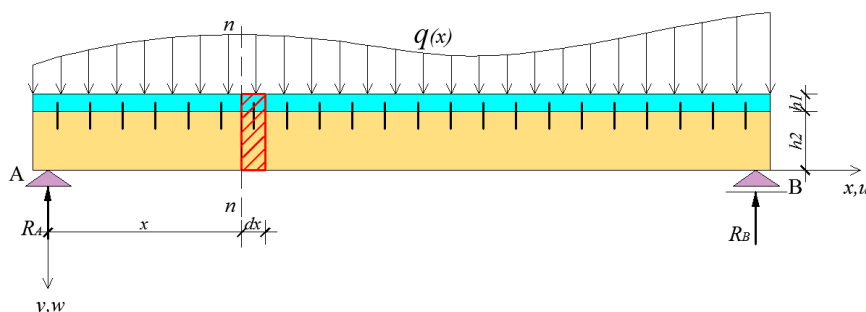
- drvo, beton i spojna sredstva su izotropni, elastični materijali i važi Hukov zakon;
- važi Bernulijeva hipoteza, odnosno ravni preseki i posle deformacije ostaju ravni i upravni na deformisanu osu nosača. Ova hipoteza kod elastično spregnutih nosača ne važi za ceo presek nosača, ali važi za svaki od pojedinih elemenata spregnutog preseka;
- spojna sredstva postavljena su na konstantnom razmaku i mogu se smatrati kao ekvivalentna kontinualna veza sa konstantnom krutošću spoja duž celog nosača;
- poprečni preseki betona i drveta su konstantni celom dužinom nosača,
- drvo i beton imaju jednake ugibe u svakoj tački spoja.

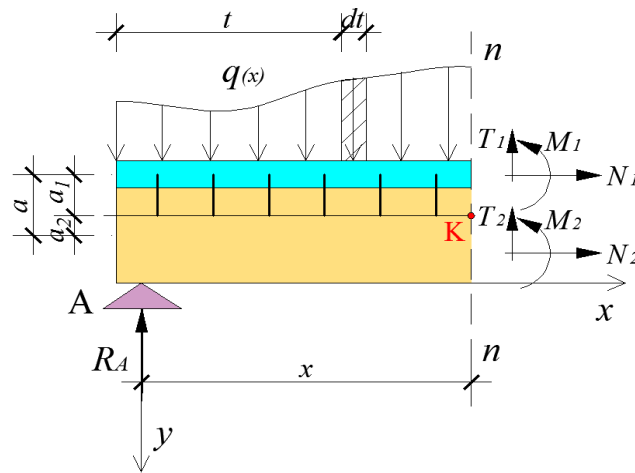
Dominantno opterećenje spregnutih konstrukcija tipa drvo-beton upravno je na središnju ravan konstrukcije. Stoga, kao najopštiji slučaj pri statičkoj analizi, razmatra se spregnuti nosač drvo-beton sistema proste grede opterećen proizvoljnim spoljnim opterećenjem $q(x)$ (slika 3.3.1a). Uslovi ravnoteže dela nosača levo od preseka $n-n$ (slika 3.3.1b), daju:

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow N_1 + N_2 = 0 \quad (3.3.1)$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow V_1 + V_2 + R_A - \int_0^x q(t) dt = 0 \quad (3.3.2)$$

$$\sum M_k = 0 \Rightarrow M_1 + M_2 - N_1 \cdot a_1 + N_2 \cdot a_2 - R_A \cdot x + \int_0^x (x-t)q(t) dt = 0 \quad (3.3.3)$$





Slika 3.3.1a,b Opterećenje i sile u preseku n-n spregnutog nosača tipa drvo-beton

Ako se u prethodne izraze uvrste sledeće relacije:

$$V_x = \int_0^x q(t) dt - R_A \quad (3.3.4)$$

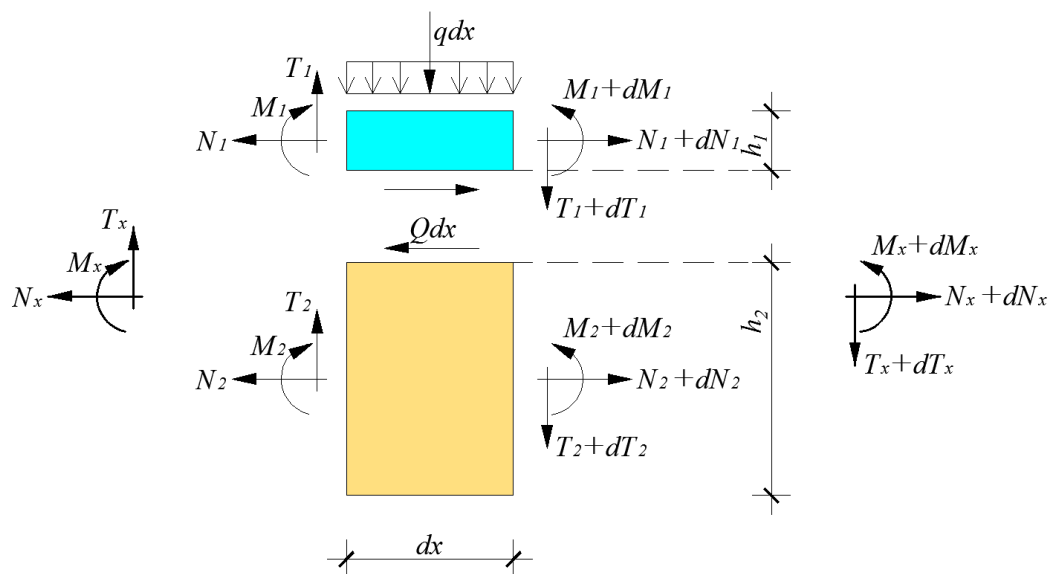
$$M_x = R_A \cdot x + \int_0^x (x-t) q(t) dt = 0, \quad (3.3.5)$$

dobija se:

$$V_1 + V_2 = V_x \quad (3.3.6)$$

$$M_1 + M_2 - N_1 \cdot a = M_x, \quad (3.3.7)$$

a predstavlja rastojanje između težišta drvenog i betonskog dela preseka.



Slika 3.3.2 Diferencijalno mali element dužine dx i odgovarajuće sile u presecima

Iz uslova ravnoteže diferencijalno malog elementa dužine dx na rastojanju x od koordinatnog početka (slika 3.3.2), sledi:

$$v = -\frac{dN_1}{dx} \quad (3.3.8)$$

$$V_x = -\frac{dM_x}{dx} \quad (3.3.9)$$

$$V_1 = v \cdot a_1 + \frac{dM_1}{dx} \quad (3.3.10)$$

$$V_2 = v \cdot a_2 + \frac{dM_2}{dx} \quad (3.3.11)$$

a_1 i a_2 predstavljaju rastojanja težišta drvenog i betonskog dela preseka od kontaktne ravni preseka.

Imajući u vidu pretpostavku o jednakosti krivine drvenog i betonskog dela preseka i zanemarenju deformacije usled smičućih sila i skraćanja ose nosača, krivina se može definisati izrazom:

$$w'' = -\frac{M_1}{E_1 I_1} = -\frac{M_2}{E_2 I_2}, \quad (3.3.12)$$

gde su $E_1 I_1$ i $E_2 I_2$ krutosti na savijanje betonskog i drvenog dela preseka.

Kombinacijom jednačina (3.3.1), (3.3.7) i (3.3.12) dobijamo izraze za proračun momenta savijanja betonskog i drvenog dela preseka:

$$M_1 = \frac{E_1 I_1}{(EI)_0} [M_x + N_1 \cdot a] \quad (3.3.13)$$

$$M_2 = \frac{E_2 I_2}{(EI)_0} [M_x + N_2 \cdot a] \quad (3.3.14)$$

U ovim jednačinama važi jednakost:

$$(EI)_0 = E_2 I_2 + E_1 I_1 \quad (3.3.15)$$

i definiše krutost na savijanje nosača čiji betonski i drveni deo nisu spregnuti.

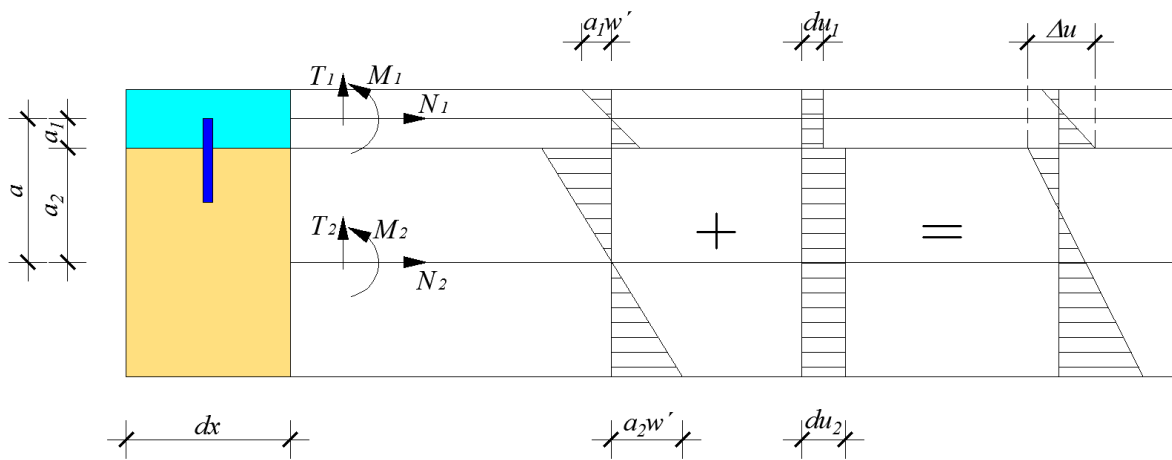
Iz uslova kompatibilnosti deformacija na spoju drveta i betona ukupno pomeranje u aksijalnom pravcu (slika 3.3.3), određeno je izrazom:

$$\Delta u = du_2 - du_1 + w'a . \quad (3.3.16)$$

w' predstavlja ugao obrtanja poprečnog preseka oko neutralne ose, du_2 i du_1 predstavljaju diferencijalna pomeranja betonskog, odnosno drvenog dela preseka usled aksijalnih sila i dobijaju se preko izraza:

$$du_1 = \frac{N_1 dx}{A_1 E_1} \quad (3.3.17)$$

$$du_2 = \frac{N_2 dx}{A_2 E_2} \quad (3.3.18)$$



Slika 3.3.3 Raspored dilatacija po visini poprečnog preseka spregnutog nosača

Ukupno pomeranje Δu jednako je odnosu smičuće sile u spoju Q i krutosti spoja k , tj.

$$\Delta u = \frac{v}{k} = -\frac{dN_1}{dx} \frac{1}{k} \quad (3.3.19)$$

Krutost spoja k izražena u kN/mm^2 , predstavlja odnos modula popustljivosti spojnog sredstva K i razmaka spojnih sredstava s ($k=K/s$). Modul popustljivosti spojnog sredstva K izražen u kN/mm , definiše se kao sekantni na eksperimentalno dobijenom dijagramu $F-\delta$ ispitivanjem određenog broja uzoraka po odgovarajućem standardu (SRB EN 26891).

U jednačinama (3.3.17) i (3.3.18), $A_1 E_1$ i $A_2 E_2$ su aksijalne krutosti betonskog, odnosno drvenog dela preseka.

Diferencirajući jednačinu (3.3.16) i uzimajući u obzir (3.3.17), (3.3.18) i (3.3.19), dobija se:

$$\Delta \varepsilon = \varepsilon_2 - \varepsilon_1 + w'' a , \quad (3.3.20)$$

gde je:

$$\Delta\varepsilon = \frac{\Delta u}{dx} = -\frac{d^2 N_1}{dx^2} \frac{1}{k}, \quad \text{ukupna dilatacija,} \quad (3.3.21)$$

$$\varepsilon_1 = \frac{\Delta u_1}{dx} = \frac{N_1}{A_1 E_1}, \quad \text{podužna dilatacija u betonu,} \quad (3.3.22)$$

$$\varepsilon_2 = \frac{\Delta u_2}{dx} = \frac{N_2}{A_2 E_2}, \quad \text{podužna dilatacija u drvetu.} \quad (3.3.23)$$

Iz jednačina (3.3.12) i (3.3.13) dobija se da je:

$$w'' = -\frac{[M_x + N_1 a]}{(EI)_0} \quad (3.3.24)$$

Kombinacijom jednačina (3.3.20)-(3.3.23) dobija se osnovna diferencijalna jednačina problema u funkciji normalne sile u betonu:

$$\frac{d^2 N_1}{dx^2} - \alpha^2 N_1 = \beta M_x, \quad (3.3.25)$$

gde je:

$$\alpha^2 = k \left(\frac{1}{A_1 E_1} + \frac{1}{A_2 E_2} + \frac{a^2}{(EI)_0} \right), \quad (3.3.26)$$

$$\beta = \frac{k \cdot a}{(EI)_0} \quad (3.3.27)$$

Kombinacijom jednačina (3.3.24) i (3.3.25) dobija se diferencijalna jednačina četvrtog stepena po pomeranjima w , za spregnuti nosač drvo-beton sistema proste grede, koji je opterećen u svemu prema slici 3.3.

$$w'''' - \alpha^2 w'' = -\frac{M_x''}{(EI)_0} + \alpha^2 \frac{M}{(EI)_\infty} \quad (3.3.28)$$

gde su:

$$\alpha^2 = k \left(\frac{1}{E_1 A_1} + \frac{1}{E_2 A_2} + \frac{a^2}{(EI)_0} \right) \quad (3.3.29)$$

$$(EI)_0 = E_1 A_1 + E_2 A_2 \quad (3.3.30)$$

$$(EI)_{\infty} = (EI)_0 + \frac{E_1 A_1 E_2 A_2}{E_1 A_1 + E_2 A_2} a^2, \quad (3.3.31)$$

Jednačina (3.3.31) predstavlja krutost na savijanje nosača pri punom spreznju.

Opšte rešenje diferencijalne jednačine (3.3.30) može se napisati u obliku:

$$w = C_1 \sinh(\alpha x) + C_2 \cosh(\alpha x) + C_3 x + C_4 + w_p \quad (3.3.32)$$

gde su C_1 do C_4 konstante koje zavise od graničnih uslova (uslova oslanjanja), a w_p partikularno rešenje koje zavisi od spoljašnjeg opterećenja.

Jednačina (3.3.28) može se napisati u sledećem obliku:

$$M_x = \frac{(EI)_{\infty}}{\alpha^2} w'''' - (EI)_{\infty} w'' - \frac{(EI)_{\infty}}{\alpha^2 (EI)_0} q(x) \quad (3.3.33)$$

Diferenciranjem jednačine (3.3.33) dolazi se do izraza za proračun transverzalne sile V_x u funkciji pomeranja w :

$$V_x = \frac{(EI)_{\infty}}{\alpha^2} w'''' - (EI)_{\infty} w'' - \frac{(EI)_{\infty}}{\alpha^2 (EI)_0} q(x)' \quad (3.3.34)$$

Kada je poznato rešenje za w , za date granične uslove, unutrašnje presečne sile mogu se lako sračunati. Iz jednačine (3.3.12) mogu se izvesti izrazi za proračun unutrašnjih sila u betonskom, odnosno drvenom delu spregnutog poprečnog preseka:

$$M_1 = -w'' E_1 I_1 \quad (3.3.35)$$

$$M_2 = -w'' E_2 I_2 \quad (3.3.36)$$

$$V_1 = M_1' + v a_1 \quad (3.3.37)$$

$$V_2 = M_2' + v a_2 \quad (3.3.38)$$

Kada se (3.3.35) uvrsti u (3.3.13) dobija se normalna sila u betonu:

$$N_1 = \frac{-M_x - w'' (EI)_0}{a}, \quad (3.3.39)$$

a iz (3.3.36) i (3.3.14) sledi normalna sila u drvetu:

$$N_2 = \frac{M_x + w'' (EI)_0}{a}. \quad (3.3.40)$$

Sila smicanja između betona i drveta dobija se kombinacijom jednačina (3.3.39) i (3.3.8):

$$v = \frac{M' + w'''(EI)_0}{a}$$

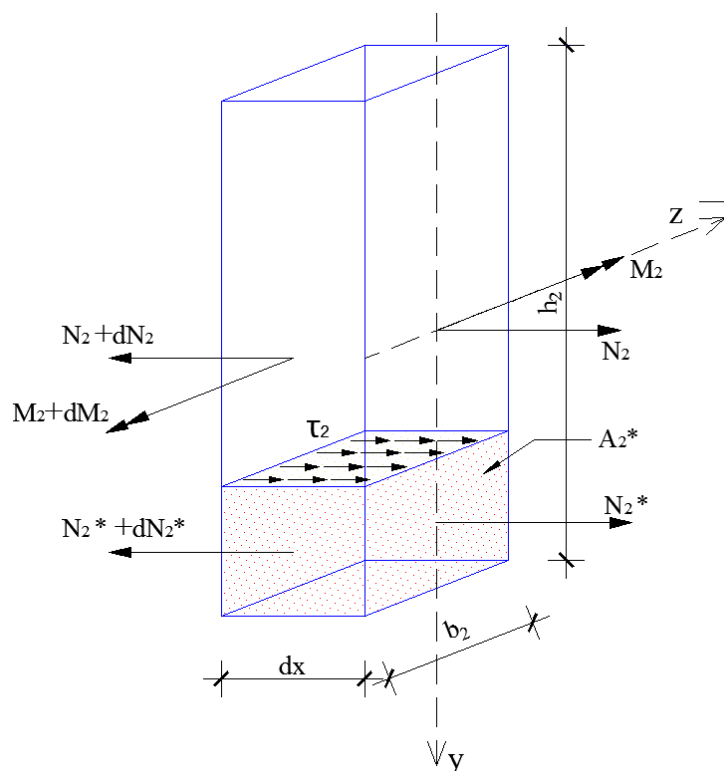
Jednačine (3.3.32) do (3.3.40) predstavljaju opšte izraze za ugib, odnosno vrednosti unutrašnjih sila u određenom poprečnom preseku elastično spregnutog nosača drvo-beton.

Normalni naponi u betonskom i drvenom delu spregnutog poprečnog preseka mogu se sračunati prema poznatim izrazima u opštoj formi:

$$\sigma_1(x, y) = \frac{M_1(x)}{I_1} y + \frac{N_1(x)}{A_1} \quad (3.3.41)$$

$$\sigma_2(x, y) = \frac{M_2(x)}{I_2} y + \frac{N_2(x)}{A_2} \quad (3.3.42)$$

Da bi se odredio napon smicanja biće sagledana naprezanja u elementarno malom segmentu drvenog dela spregnutog nosača tipa drvo-beton, (slika 3.3.4):



Slika 3.3.4 Naprezanja u elementarnom segmentu drvenog dela spregnute grede

Važi sledeća relacija:

$$N_2^* = \int_{A_2^*} \sigma_2(x, y) dA_2^* \quad (3.3.43)$$

gde je:

- N_2^* pripadajuće aksijalno naprezanje elementarnog segmenta;
 A_2^* smičuća površina elementarnog segmenta drvenog dela.

Korišćenjem jednačina (3.3.42) i (3.3.43) i postavljanjem uslova ravnoteže za izdvojeni elementarni segment drvenog dela spregnute grede tipa drvo-beton (slika 3.3.4), možemo doći do izraza:

$$\tau_2(x, y) = \frac{V_2 S_2^*}{b_2 I_2} + \frac{v}{b_2} \left(\frac{A_2^*}{A_2} - \frac{S_2^*}{I_2} a_2 \right) \quad (3.3.44)$$

Jednačinom (3.3.44) može se odrediti napon smicanja u bilo kojoj tački drvenog dela spregnutog preseka.

Analogno, može se definisati izraz za proračun vrednosti napona smicanja u bilo kojoj tački betonskog dela spregnutog preseka i on glasi:

$$\tau_1(x, y) = \frac{V_1 S_1^*}{b_1 I_1} + \frac{v}{b_1} \left(\frac{A_1^*}{A_1} - \frac{S_1^*}{I_1} a_1 \right) \quad (3.3.45)$$

3.4 γ -postupak

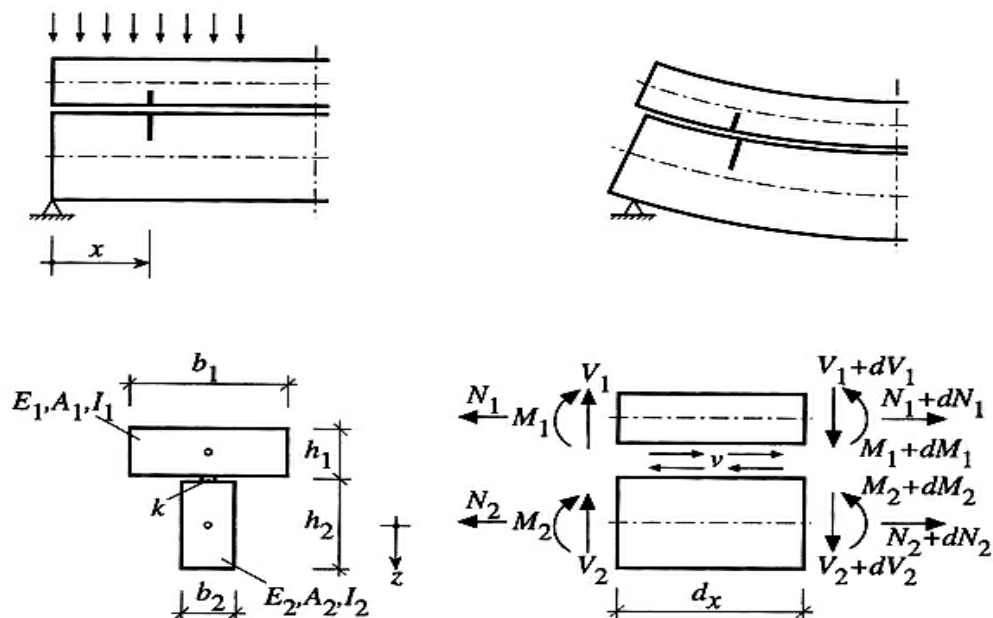
Rešavanje diferencijalne jednačine (3.3.28) predstavlja složen postupak posebno za komplikovanije slučajeve opterećenja i oslanjanja. U praksi, za određivanje naprezanja u elastično spregnutim konstrukcijskim elementima usvojen je uprošćen način proračuna poznat pod nazivom γ -postupak.

Pri proračunu elastično spregnute konstrukcije, klasičnu teoriju savijanja ne možemo primeniti zbog pomeranja u kontaktnoj ravni. Naponsko stanje se sračunava iz drugačijih uslova ravnoteže, a jedan od načina proračuna naponskog stanja u elastično spregnutim konstrukcijama dao je i *Kreuzinger (1994)*. Prikazana procedura proračuna na narednim stranicama, daje dovoljno dobru aproksimaciju naponsko-deformacijskog stanja spregnutih konstrukcijskih elemenata gde je efekat sprezanja realizovan primenom štapastih spojnih sredstava (*Lukaszewska, 2009*).

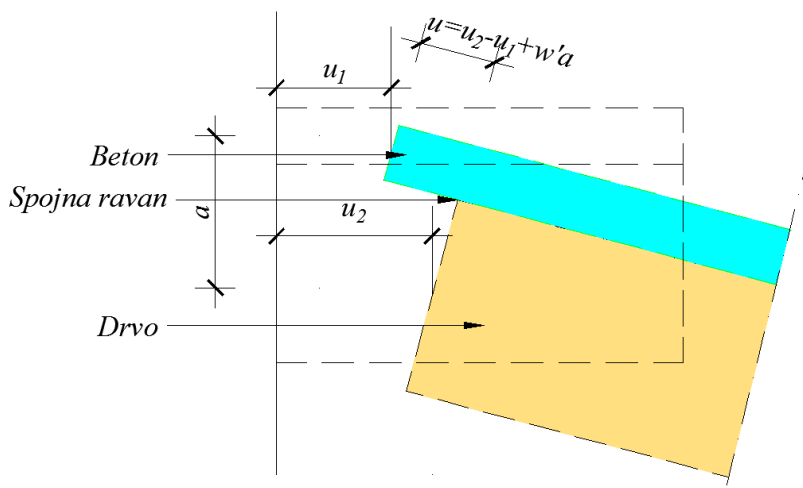
Deformacija spregnute grede pri savijanju prikazana je na slici 3.4.2. Horizontalna pomeranja neutralnih osa betonskog i drvenog dela poprečnog preseka obeležena su sa u_1 i u_2 ,

ugao obrtanja poprečnog preseka oko neutralne ose sa w' , a deformacija tj. smicanje spojnog sredstva sa u . Rastojanje između neutralnih osa obeleženo je sa a i iznosi:

$$a = \frac{h_1}{2} + \frac{h_2}{2}$$



Slika 3.4.1 Deformacija spregnute grede, sile u presecima element dx (H. J. Blass)



Slika 3.4.2 Deformacija spregnute grede tipa drvo-beton u zoni oslanjanja

Primenjujući teoriju savijanja i, u prethodnom delu ovog poglavlja, usvojene izraze za proračun vrednosti unutrašnjih sila u pojedinim delovima spregnutog preseka, možemo pisati sledeće jednačine:

$$N_1 = E_1 A_1 u_1' \quad (3.4.1)$$

$$N_2 = E_2 A_2 u_2' \quad (3.4.2)$$

$$M_1 = -E_1 I_1 w'' \quad (3.4.3)$$

$$M_2 = -E_2 I_2 w'' \quad (3.4.4)$$

$$V_1 = -E_1 I_1 w''' \quad (3.4.5)$$

$$V_2 = -E_2 I_2 w''' \quad (3.4.6)$$

$$v = ku = (u_2 - u_1 + w'a) = u_2 - u_1 + w'(h_1/2 + h_2/2) \quad (3.4.7)$$

Ispisivanjem uslova ravnoteže za oba dela spregnutog poprečnog preseka dobija se:

$$N_1' + v = 0 \quad (3.4.8)$$

$$-N_2' + v = 0 \quad (3.4.9)$$

$$M_1' = V_1 - v h_1 / 2 \quad (3.4.10)$$

$$M_2' = V_2 - v h_2 / 2 \quad (3.4.11)$$

$$V_1' + V_2' = -p = V' \quad (3.4.12)$$

gde je p poprečno opterećenje grede u opštem obliku.

Sabiranjem izraza (3.4.10) i (3.4.11), diferenciranjem dobijenog zbira i odgovarajućom zamenom dobijenog, jednačinom (3.4.12), dolazi se do jednakosti:

$$M_1'' + M_2'' + v'a + p = 0 \quad (3.4.13)$$

Unošenjem vrednosti unutrašnjih sila određenih po teoriji elastičnosti u uslove ravnoteže, dobija se sledeći sistem diferencijanih jednačina:

$$E_1 A_1 u_1'' + k(u_2 - u_1 + w'a) = 0 \quad (3.4.14)$$

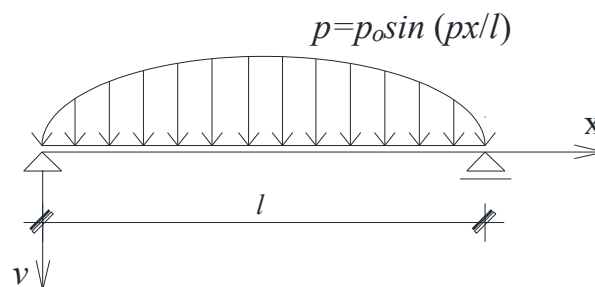
$$E_2 A_2 u_2'' + k(u_2 - u_1 + w'a) = 0 \quad (3.4.15)$$

$$(E_1 I_1 + E_2 I_2) w'''' - k(u_2' - u_1' + w''a) = p \quad (3.4.16)$$

Na ovaj naćin jednaćine (3.4.8), (3.4.9) i (3.4.13) mogu se formulisati u funkciji pomeranja u_1 , u_2 i v .

Praktićna primena sistema diferencijalnih jednaćina (3.4.14)-(3.4.16) pokazana je na primeru proste grede na koju je naneto opterećenje koje se menja po sinusnoj funkciji. U ovom slućaju dolazi se relativno jednostavno do analitićkog rešenja sistema diferencijalnih jednaćina, jer za opterećenje sinusoidne forme postoji jednostavno rešenje u zatvorenom obliku. Pored toga, forma deformacija grede u podužnom pravcu ima odrećeno slaganje sa formom sinusne funkcije.

Ovaj postupak prvi je primenio Mohler 1956. godine, razmatrajući problem pomerljivosti veze drvenih elemenata spojenih mehanićkim spojnim sredstvima, (Stevanović, 2004). Ovaj naćin proraćuna naziva se γ -postupak. Iako se rešenja izvode pod navedenim pretpostavkama ona se mogu uspešno upotrebiti i na druge vrste opterećenja jer je uticaj razlike izmeću taćnog rešenja diferencijalne jednaćine i γ -postupka na napone mnogo manji u poređenju sa uticajem koji ima varijacija modula elastićnosti ili modula pomerljivosti veze.



Slika 3.3.3 Sinusoidna raspodela opterećenja spregnute, prosto oslonjene, grede.

Ako opterećenje izrazimo kao

$$p = p_0 \sin\left(\frac{\pi}{l} x\right), \quad (3.4.17)$$

odgovarajuća horizontalna pomeranja elemenata spregnutog preseka i obrtanje poprećnog preseka oko neutralne ose mogu se izraziti kao:

$$u_1 = u_{10} \cos\left(\frac{\pi}{l} x\right) \quad (3.4.18)$$

$$u_2 = u_{20} \cos\left(\frac{\pi}{l} x\right) \quad (3.4.19)$$

$$w = w_0 \sin\left(\frac{\pi}{l} x\right) \quad (3.4.20)$$

gde su:

u_{10} horizontalno pomeranje težišta drvenog dela spregnutog preseka u odnosu na oslonački presek grede,

u_{20} horizontalno pomeranje težišta betonskog dela spregnutog preseka u odnosu na oslonački presek grede,

w_0 maksimalno vertikalno pomeranje u sredini raspona grede.

Zamenom u sistem diferencijalnih jednačina (3.4.14) - (3.4.16) dobija se:

$$w_0 = p_0 \frac{l^4}{\pi^4} \frac{1}{E_2 I_2 + E_1 I_1 + \frac{E_2 A_2 \gamma a^2}{1 + \gamma \frac{E_2 A_2}{E_1 A_1}}} = p_0 \frac{l^4}{\pi^4} \frac{1}{(EI)_{eff}} \quad (3.4.21)$$

$$u_{20} = w_0 \frac{\pi}{l} \frac{E_1 A_1 \gamma a}{\gamma E_2 A_2 + E_1 A_1} \quad (3.4.22)$$

$$u_{10} = -w_0 \frac{\pi}{l} \frac{E_2 A_2 \gamma a}{\gamma E_2 A_2 + E_1 A_1} \quad (3.4.23)$$

gde je:

$$\gamma = \frac{1}{1 + k_1}, \quad k_b = \frac{\pi^2}{l^2} \frac{E_2 A_2}{k}, \quad k = \frac{K}{s}.$$

Jednačinama (3.4.21)-(3.4.23) mogu se sračunati naponi u poprečnim preseccima pojedinih elemenata spregnute grede. Napon u preseku na sredini raspona grede u težištu betonskog dela preseka je:

$$\sigma_2(x = l/2) = E_2 u_2' = -E_2 u_{b0} \frac{\pi}{l} \quad (3.4.24)$$

Zamenom sledećih izraza u jednačinu (3.4.24):

$$w_0 = p_0 \frac{l^4}{\pi^4} \frac{1}{(EI)_{eff}} \quad (3.4.25)$$

$$M_0 = p_0 \frac{l^2}{\pi^2} \quad (3.4.26)$$

$$a_1 = \frac{\gamma E_2 A_2}{\gamma E_2 A_2 + E_1 A_1} a, \quad a_2 = a - a_1, \quad (3.4.27)$$

dobija se:

$$\sigma_2 = -\frac{\gamma E_2 M_0 a_2}{(EI)_{eff}} \quad (3.4.28)$$

Analogno, sličan izraz se može izvesti za stanje napona na sredini raspona grede u težištu drvenog dela preseka:

$$\sigma_1 = -\frac{\gamma E_1 M_0 a_1}{(EI)_{eff}} \quad (3.4.29)$$

Vrednosti napona u ivičnim zonama drvenog, odnosno betonskog dela spregnutog preseka mogu se sračunati pomoću sledećih izraza:

$$\sigma_{1,1} = -\frac{1}{2} \frac{E_1 M_0}{(EI)_{eff}} h_1 \quad \sigma_{1,2} = \frac{1}{2} \frac{E_1 M_0}{(EI)_{eff}} h_1 \quad (3.4.30a,b)$$

$$\sigma_{2,1} = -\frac{1}{2} \frac{E_2 M_0}{(EI)_{eff}} h_2 \quad \sigma_{2,2} = \frac{1}{2} \frac{E_2 M_0}{(EI)_{eff}} h_2 \quad (3.4.31a,b)$$

Sila smicanja u kontaktnom spoju drvenog i betonskog dela spregnute grede može se sračunati pomoću izraza:

$$v = \frac{\gamma_1 V E_1 A_1 a_1}{(EI)_{eff}} \quad (3.4.32)$$

Drugi izvod funkcije koja daje vrednost sile smicanja u kontaktnom spoju predstavlja funkciju kojom se definiše oblik elastične linije nosača koji je opterećen teretom sinusoidalne forme. Dakle, diferencijalna jednačina elastične linije glasi:

$$v''(x) = -\frac{M(x)}{(EI)_{eff}} \quad (3.4.33)$$

Jednačina (3.4.33), je dobro poznata u teoriji savijanja i treba imati u vidu da se pri analizi spregnutih konstrukcija umesto krutosti na savijanje EI , koja je karakteristična za homogene nosače, koristi efektivna krutost na savijanje $(EI)_{eff}$, tj. krutost na savijanje elastično spregnutog nosača zasnovana na parametrima pomerljivosti veze spregnutih elemenata.

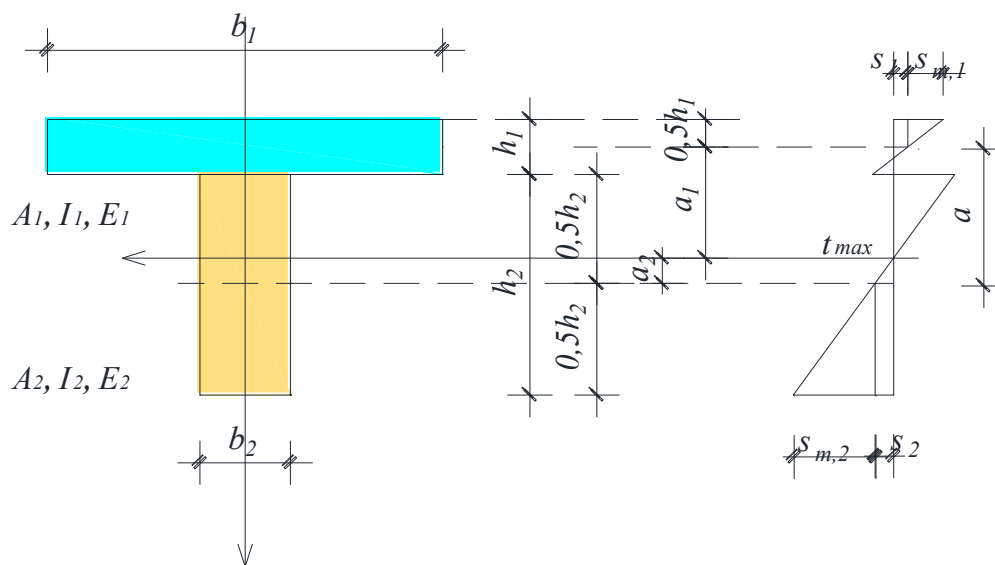
Rešenje ove jednačine je dosta jednostavnije od rešenja određenog izrazom (3.3.28).

Prikazan postupak proračuna predstavlja osnovu po kojoj su izvedene jednačine u Evrokodu 5, Aneks B: Nosači složenog preseka spojeni mehaničkim spojnim sredstvima, koji je prikazan u sledećem delu ovog poglavlja.

3.5 Proračun spregnutih nosača po Evrokodu 5

Proračun spregnutih greda okvirno je definisan u Aneksu **B** Evrokoda 5. Proračun napona po visini betonskog i drvenog dela spregnutog preseka, kao i nosivost mehaničkih spojnih sredstava podrazumevaju princip elastičnog spreznja.

Prema preporukama iz aneksa B Evrokoda 5, za spregnuti poprečni presek određenih geometrijskih karakteristika, dat na slici 3.5.1, stanje normalnih i smičućih napona u karakterističnim tačkama poprečnog preseka i mehanička svojstva spojnih sredstava ili sistema mogu se sračunati korišćenjem sledećih jednačina:



Slika 3.5.1 Geometrijske karakteristike poprečnog preseka i raspodela napona

Efektivna krutost na savijanje spregnutog nosača može se sračunati jednačinom:

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^n (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2), \quad (3.5.1)$$

gde je:

i broj elemenata u poprečnom preseku spregnutog nosača.

U slučaju poprečnog preseka oblika slova „T“, to je 2.

E prosečna vrednost modula elastičnosti betona, odnosno drveta.

$$A_i = b_i h_i, \quad (3.5.2)$$

$$I_i = b_i h_i^3 / 12, \quad (3.5.3)$$

$$\gamma_2 = 1, \quad (3.5.4)$$

$$\gamma_i = \left[1 + \pi^2 E_i A_i s_i / (K_i \ell^2) \right]^{-1} \quad \text{for } i = 1 \text{ and } i = 3, \quad (3.5.5)$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2) - \gamma_3 E_3 A_3 (h_2 + h_3)}{2 \sum_{i=1}^3 \gamma_i E_i A_i}. \quad (3.5.6)$$

Za poprečni presek oblika slova „T“ $h_3 = 0$.

Vrednosti normalnih napona u pojedinim elementima spregnutog preseka mogu se odrediti jednačinama:

$$\sigma_i = \gamma_i E_i a_i M / (EI)_{ef} \quad (3.5.7)$$

$$\sigma_{m,i} = 0,5 E_i h_i M / (EI)_{ef} \quad (3.5.8)$$

Kao što je poznato, napon smicanja ima maksimalnu vrednost u preseku u kome je vrednost normalnog napona jednaka nuli. Maksimalna vrednost napona smicanja u određenoj tački površine poprečnog preseka drvenog dela preseka spregnutog nosača može se odrediti izrazom:

$$\tau_{2,\max} = (\gamma_3 E_3 A_3 a_3 + 0,5 E_2 b_2 h^2) V / (b_2 (EI)_{ef}). \quad (3.5.9)$$

Opterećenje štapastog spojnog sredstva može se sračunati korišćenjem jednačine:

$$F_i = \gamma_i E_i A_i a_i s_i V / (EI)_{ef} \quad (3.5.10)$$

pri čemu je:

$$i = 1 \text{ i } 3,$$

$$s_i = s_i(x), \text{ razmak spojnih sredstava i}$$

$$V = V(x).$$

4. LABORATORIJSKO ISPITIVANJE MEHANIČKIH KARAKTERISTIKA BETONA, DRVETA I PARAMETARA POMERLJIVOSTI NJIHOVE VEZE

4.1 Laboratorijsko ispitivanje mehaničkih karakteristika betona

4.1.1 Određivanje čvrstoće na pritisak betona

U skladu sa opštim stavovima o tehnologiji izrade betona i njegovoj klasifikaciji prema klasama čvrstoće, za potrebe izrade eksperimentalnih grednih uzoraka, u Laboratoriji za materijale i tehnologiju betona Građevinsko-arhitektonskog fakuleta u Nišu određena je odgovarajuća mešavina agregata, vodocementni faktor kao i količina aditiva neophodnih za poboljšanje ugradljivosti samog betona, tabele 4.1.1.1 i 4.1.1.2.

Tabela 4.1.1.1-Receptura za beton MB 30/III-varijanta 1

R.br.	PODACI O SASTAVU BETONA MB 30/III ZA POTPUNO SUVI AGREGAT				
1.	Učešće agregata po frakcijama za 1 m ³ betona	frakcija	% učešća	vlažnost	količina
		0/4	40%	0%	724 kg
		4/8	25%	0%	452 kg
		8/16	35%	0%	634 kg
		16/31,5	–	–	–
	ukupno	100%		1810 kg	
2.	Učešće cementa za 1 m ³ betona	Titan CEM II/B-M (V-L) 42,5 R	340 kg		
3.	Vodocementni faktor		0,50		
4.	Masa vode za 1 m ³ betona		170 kg		
5.	Masa aditiva za 1 m ³ betona	Sika Techno 20S	1,1% ili 3,74 kg		
6.	Predviđena zapreminska masa svežeg betona.		≈ 2325 kg/m ³		

Tabela 4.1.1.2-Receptura za beton MB 30/III-varijanta 2

R.br.	PODACI O SASTAVU BETONA MB 30/III ZA VLAŽAN AGREGAT				
1.	Učešće agregata po frakcijama za 1 m ³ betona	frakcija	% učešća	vlažnost	količina
		0/4	40%	5%	760 kg
		4/8	25%	3%	466 kg
		8/16	35%	2%	647 kg
		16/31,5	–	–	–
	ukupno	100%		1873 kg	
2.	Učešće cementa za 1 m ³ betona	Titan CEM II/B-M (V-L) 42,5 R	340 kg		
3.	Vodocementni faktor		0,50		
4.	Masa vode za 1 m ³ betona		107 kg		
5.	Masa aditiva za 1 m ³ betona	Sika Techno 20S	1,1% ili 3,74 kg		
6.	Predviđena zapreminska masa svežeg betona.		≈ 2325 kg/m ³		

Prilikom izrade eksperimentalnih grednih uzoraka i uzoraka za utvrđivanje parametara popustljivosti spoja između drvenog i betonskog dela, saglasno proceduri za utvrđivanje marke betona (SRPS ISO 4012:2000), modula elastičnosti (SRPS ISO 6784:2000) i ostalih mehaničkih karakteristika i konačno, klase čvrstoće betona, uzeta je određena količina druge mešavine (varijanta 2) neophodna za izradu standardnih kocki i cilindara. Određen broj tih uzoraka, u skladu sa standardom, negovan je i čuvan u laboratorijskim uslovima 28 dana.



Slika 4.1.1.1 Izrada eksperimentalnih kocki i cilindara

Čvrstoća betona pri pritisku utvrđena je ispitivanjem četiri uzorka oblika kocke stranice od 150mm, na presi proizvodnje *Controls*, model *Automax*, uz kontrolisani priraštaj opterećenja od 0,6 MPa /s.

Ispitivanjem uzoraka utvrđene su sledeće vrednosti čvrstoća na pritisak:

Tabela 4.1.1.3 - Čvrstoće na pritisak ispitanih uzoraka betona (2. varijanta)

Oznaka uzorka	Masa uzorka [kg]	Zaprem. masa [kg/m ³]	Sila loma [kN]	Čvrstoća pri pritisku, f_c [MPa]	Srednja vrednost čvrstoće pri pritisku, $f_{c, mean}$ [MPa]
K1	8,02	2376	930	41,33	43,668
K2	7,97	2361	1030	45,78	
K3	7,99	2367	1030	45,78	
K4	7,94	2353	940	41,78	
Srednja vrednost		2364	982,5	43,67	
Standardna devijacija				2,44	
Koeficijent varijacije (%)				5,60	
Karakteristična vrednost f_{ck}				37,23	

4.1.2 Određivanje statičkog modula elastičnosti betona pri pritisku

Modul elastičnosti betona određen je u skladu sa standardom SRPS ISO 6784:2000 na cilindričnim epruветama Ø150x300mm. Korišćena je presa HPM 3000 koja ima mogućnost kontrolisanog unosa sile u oba smera (opterećenje i rasterećenje), što je u skladu sa eksperimentalnom procedurom. Postavljena su tri pretvarača pomeranja W20, raspoređena u mernim linijama pod uglom od 120° i pričvršćena pomoću aluminijumskih prstenova za beton, kako bi se mogle izmeriti dilatacije pod aksijalnim pritiskom, slika 4.1.2.1. U skladu sa standardom, izvedena su tri ciklusa predopterećenja (u elastičnom području) od osnovnog napona $\sigma_b=0,5\text{MPa}$ do $\sigma_a=1/3f_c$ MPa, pri čemu su očitane vrednosti odgovarajućih dilatacija ε_b i ε_a . U završnom ciklusu opterećenje je nanošeno do loma uzorka.

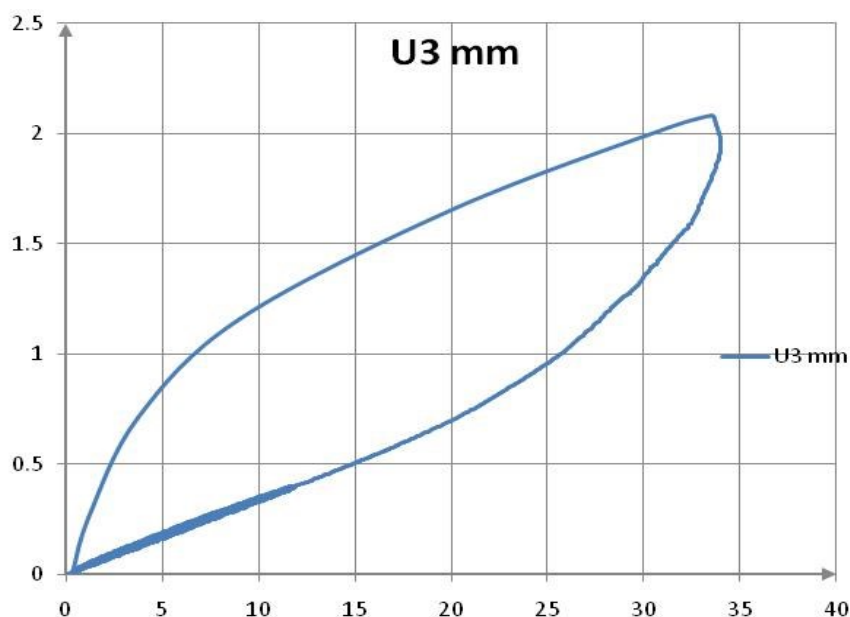


Slika 4.1.2.1 Eksperimentalno utvrđivanje modula elastičnosti betona

Vrednost statičkog modula elastičnosti betona pri pritisku određuje se izrazom:

$$E_c = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_a - \sigma_b}{\varepsilon_a - \varepsilon_b} \quad (4.1.2.1)$$

pri čemu su dilatacije ε_b i ε_a dobijene osrednjavanjem dobijenih vrednosti na različitim mernim linijama. Karakteristični dijagram koji pokazuje zapis merenja vrednosti dobijenih tokom procedure i sa kojeg se očitavaju odgovarajuće vrednosti napona i dilatacija, za proračun modula elastičnosti, prikazan je na slici 4.1.2.2.



Slika 4.1.2.2 Dijagram σ - ϵ dobijen pri eksperimentalnom utvrđivanju vrednosti E_c .

Modul elastičnosti betona opisuje elastična svojstva betona i zavisi od modula elastičnosti komponenti betona, tj. od modula elastičnosti hidratisane cementne emulzije i modula elastičnosti agregata. U obzir se moraju uzeti vodocementni faktor i starost betona. Modul elastičnosti betona se povećava sa smanjenjem vodocementnog faktora i povećanjem starosti betona.

Na osnovu datih navoda jasno je da postoji zavisnost između modula elastičnosti i čvrstoće na pritisak betona i taj odnos definisan je sledećim izrazom predloženim od CEB-FIP MC 90:

$$E_c = \alpha_E \cdot E_{c0} (f_{cm} / f_{cm0})^{1/3} \quad (4.1.2.2)$$

gde je:

α_E koeficijent koji uzima u obzire vrstu agregata i u zavisnosti od vrste ima vrednosti 0,7-1,2,

E_c vrednost modula elastičnosti za $\sigma = 0$,

E_{c0} vrednost uzeta u iznosu od $2,15 \times 10^4$ MPa,

f_{cm} srednja vrednost karakteristične čvrstoće na pritisak ispitivanih kocki,

f_{cm0} vrednost uzeta u iznosu od 10 MPa.

$$E_c = \alpha_E \cdot E_{c0} (f_{cm} / f_{cm0})^{1/3} = 1,0 \cdot 2,15 \cdot 10^4 \text{ MPa} (43,668 / 10)^{1/3} = 35,14 \text{ GPa}.$$

Ispitivanjem uzoraka, prema opisanoj proceduri utvrđene su sledeće vrednosti modula elastičnosti betona na 3 uzorka:

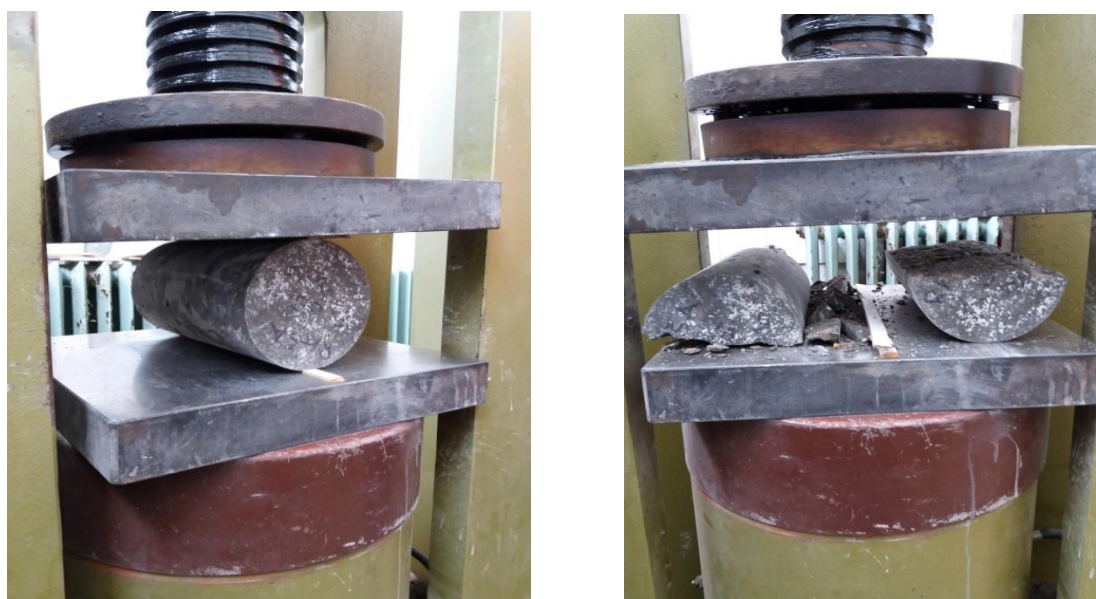
Tabela 3.11. Moduli elastičnosti ispitanih uzoraka betona

Uzorak	$E_{c,test}$ [GPa]	$E_{c,test,mean}$ [GPa]	$E_{c,SEB-FIP,mean}$ [GPa]	$E_{c,u}$ [GPa]
C1	30,82	30,67	35,14	20,444
C2	29,34			
C3	31,84			

Na osnovu utvrđenih vrednosti, saglasno standardima, za dalju analitičku i numeričku verifikaciju rezultata istraživanja, na osnovu eksperimentalno utvrđenih mehaničkih karakteristika betona, za izradu spregnutih greda usvojena je klasa čvrstoće betona **C35/45**.

4.1.3 Određivanje čvrstoće betona pri zatezanju cepanjem

Čvrstoća betona pri zatezanju određena je na cilindričnim epruvetama Ø150x300mm u skladu sa standardom SRPS ISO 4108:2000 korišćenjem traka za naleganje uzorka prema dispoziciji sa slike 4.1.3.1.



Slika 4.1.3.1 Konfiguracija eksperimenta za utvrđivanje čvrstoće betona pri zatezanju cepanjem

Opterećenje je nanošeno kontinualno sve do loma pri čemu je zabeležena maksimalna sila od 338kN. Lom je gotovo idealno simetričan i nastao je po visini (dužini) epruvete.

Čvrstoća betona na zatezanje određena cepanjem f_{ct} [N/mm²], određuje se izrazom:

$$f_{ct} = \frac{2F}{\pi \cdot l \cdot d} \quad (4.1.2.3)$$

$$f_{ct} = \frac{2F}{\pi \cdot l \cdot d} = \frac{2 \cdot 338000}{\pi \cdot 303 \cdot 152,5} = 4,65 \text{ MPa} .$$

4.2 Laboratorijsko ispitivanje mehaničkih karakteristika drveta

Laboratorijsko ispitivanje elastomehaničkih karakteristika lepljenog lameliranog drveta korišćenog za izradu spregnutih greda izvedeno je kroz sledeće postupke:

1. određivanje čvrstoće pri zatezanju paralelno vlaknima standardizovanih uzoraka drveta, kao i zapreminske težine i procenta vlažnosti (SRPS EN 408),
2. određivanje modula elastičnosti i čvrstoće pri savijanju standardizovanih uzoraka drveta, kao i zapreminske težine i procenta vlažnosti (SRPS EN 408).

Obradom rezultata dolazi se do parametara koji su bazičnog značaja sa usvajanje vrednosti mehaničkih karakteristika neophodnih za analitičku i numeričku verifikaciju eksperimentalnog istraživanja spregnutih greda, a to su u prvom redu čvrstoće pri savijanju, zatezanju i smicanju upotrebljene vrste drveta, zapreminska težina i odgovarajuće vrednosti modula elastičnosti.

4.2.1 Određivanje čvrstoće drveta na zatezanje paralelno vlaknima

Ispitivanje i utvrđivanje čvrstoće smrekovog drveta na zatezanje paralelno vlaknima, koje je korišćeno za izradu drvenog dela spregnutih greda, ispitivano je pod statičkim opterećenjem do loma u skladu sa standardom SRBS EN 408. Ukupno je ispitano 17 uzoraka, oblika u svemu prema slici 4.2.1.1, pri čemu se vodilo računa o minimalnim dimenzionim zahtevima definisanim pomenutim standardom.



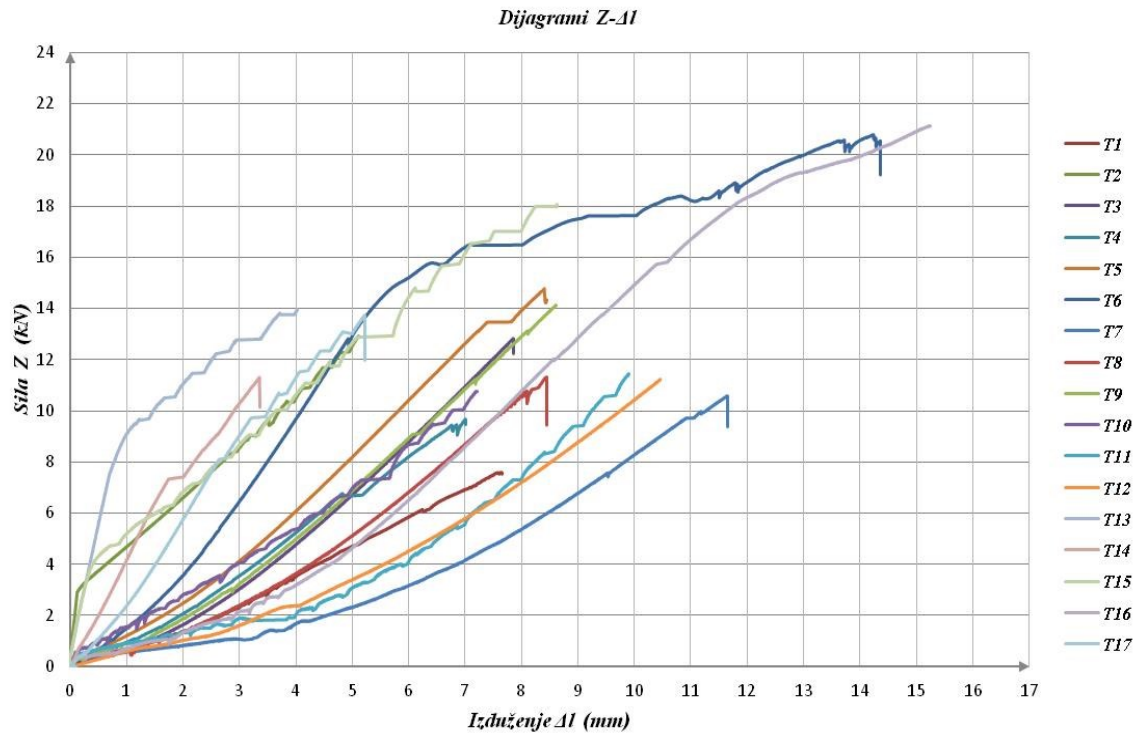
Slika 4.2.1.1 Oblik uzoraka za ispitivanje na zatezanje paralelno vlaknima

Naime, srednji deo uzorka u kome se očekuje lom, paralelepipednog je oblika, dužine 160mm i površine poprečnog preseka oko 300mm². Dužina uzorka je određena iz uslova da minimalna dužina u okviru u kojem se vrši ispitivanje treba da bude devet puta veća od širine poprečnog preseka, pri čemu u tu meru nije uključena dužina potrebna za pritezanje uzorka mašinom za ispitivanje. Uzorci koji su ispitivani ispunjavaju optimalne preporuke standarda i njihova izrada urađena je na visokom nivou sa aspekta preciznosti, korišćenjem CNC mašine. Pre ispitivanja uzorci su 48 sati proveli u uslovima koje karakteriše temperatura od 20±2°C i relativna vlažnost vazduha od 65±3%. Priprema uzoraka za ispitivanje izvršena je u Laboratoriji za građevinske materijale Građevinsko-arhitektonskog fakulteta u Nišu, a samo ispitivanje uzoraka u Laboratoriji za ispitivanje konstrukcija Mašinskog fakulteta u Nišu. Za ispitivanje je korišćena univerzalna test mašina tipa „Metrokom“, kapaciteta 50kN (slika 4.2.1.2). Ispitivanje je sprovedeno do loma sa konstantnom, kontrolisanom brzinom pomeranja „čeljusti“ od 1mm/min, tako da je maksimalno opterećenje dostizano unutar 300±120s.



Slika 4.2.1.2 Položaj uzorka u odnosu na „čeljusti“ mašine pre početka testa

Rezultati ispitivanja uzoraka na zatezanje paralelno vlaknima u formi dijagrama sila-izduženje prikazani su na slici 4.2.1.3 Ponašanje ovih uzoraka je linearno-elastično do trenutka loma koji je krt i bez ikakvih naznaka plastičnog ponašanja. Ponašanje manjeg broja uzoraka karakteriše se popuštanjem „čeljusti“. Nekoliko uzoraka nije uzeto u obzir zbog neuklapanja u eksperimentalnu proceduru preranim lomom. Na slici 4.2.1.4 prikazan je karakterističan lom jednog dela ispitanih uzoraka.



Slika 4.2.1.3 *Dijagram sila-izduženje za ispitane uzorke*



Slika 4.2.1.4 *Oblik loma jednog dela ispitanih uzoraka*

Detaljni rezultati ispitivanja za svaki ispitani uzorak dato su u tabeli 4.2.2.1. Obradom rezultata dolazi se do parametara koji su bazičnog značaja sa usvajanje vrednosti mehaničkih karakteristika neophodnih za analitičku i numeričku verifikaciju eksperimenatlnog istraživa-

nja spregnutih greda, a to su u prvom redu čvrstoće pri savijanju, zatezanju i smicanju upotrebljene vrste drveta, zapreminska težina i odgovarajuće vrednosti modula elastičnosti.

Čvrstoća na zatezanje sračunata je na osnovu dobro poznatog izraza:

$$f_{t,0} = \frac{F_{\max}}{A}, \quad (4.2.1.1)$$

gde je:

$f_{t,0}$ čvrstoća drveta na zatezanje paralelno vlaknima u N/mm^2 .

F_{\max} sila loma ispitivanog uzorka u N ,

A površina poprečnog preseka uzorka u mm^2 .

Tabela 4.2.1.1-Rezultati ispitivanja čvrstoće drveta na zatezanje paralelno vlaknima

Uzorak	Širina (mm)	Visina (mm)	F_{\max} (kN)	Čvrstoća na zatezanje vlak. $f_{t,0,i}$ (N/mm^2)	Sadržaj vlage (%)
Z1	14,69	19,88	7,60	26,02	10,52
Z2	14,66	19,88	12,26	42,06	10,93
Z3	15,00	20,21	12,81	42,25	10,38
Z4	12,95	19,84	9,44	36,74	10,13
Z5	14,00	19,99	14,75	52,70	11,37
Z6	14,06	19,95	20,77	74,07	11,01
Z7	14,94	19,82	10,60	35,79	10,56
Z8	14,14	19,91	11,33	40,24	10,90
Z9	13,38	19,78	14,11	53,31	11,21
Z10	13,34	20,24	10,74	39,78	10,71
Z11	14,83	20,02	11,44	38,53	10,90
Z12	14,45	20,12	11,22	38,59	10,18
Z13	14,15	20,00	13,96	49,32	10,24
Z14	12,20	20,03	11,29	46,20	10,40
Z15	13,30	20,04	18,51	69,45	10,72
Z16	16,23	21,25	21,15	61,32	11,27
Z17	14,92	20,03	13,74	45,97	11,01
Srednja vrednost				46,60	10,73
Standardna devijacija				12,44	0,386
Koeficijent varijacije (%)				26,67	3,60
Karakteristična vrednost $f_{t,0,k}$				24,97	10,03

Vrednost maksimalnog izduženja uzorka u trenutku loma određuje veličinu maksimalne dilatacije u uzorku, ε .

Srednja vrednost čvrstoće na zatezanje paralelno vlaknima iznosi **46,60 MPa**, sa koeficijentom varijacije od 26,67%. Prosečna vrednost vlažnosti uzoraka iznosila je **10,73%**.

Dobijene vrednosti predstavljaju mehaničke i fizičke karakteristike drveta pri zatezanju paralelno vlaknima, ali malih uzoraka i kao takvi ne odgovaraju karakteristikama konstrukcijskog drveta „realnih“ dimenzija. Stoga, čvrstoća na zatezanje paralelno vlaknima konstrukcijskog drveta može se odrediti na osnovu ispitivanja na malim uzorcima i primenom korekcionih faktora kojima se uzima u obzir veličina uzorka. Saglasno standardu SRBS EN 1194, korišćeni su sledeći korekcionni faktori čvrstoće na zatezanje paralelno vlaknima:

za širinu uzorka,

$$f_{t,b} = (b / 150)^{0,2} \cdot f_{t,test}, \quad (4.2.1.2)$$

za dužinu uzorka,

$$f_{t,l} = (l / (9 \cdot 150))^{0,1} \cdot f_{t,test}, \quad (4.2.1.3)$$

tako da ukupni korekcionni faktor iznosi,

$$f_t = f_{t,b} \cdot f_{t,l} \cdot f_{t,test}. \quad (4.2.1.4)$$

U izrazima (4.2.1.2 - 4.2.1.4), oznake imaju sledeća značenja:

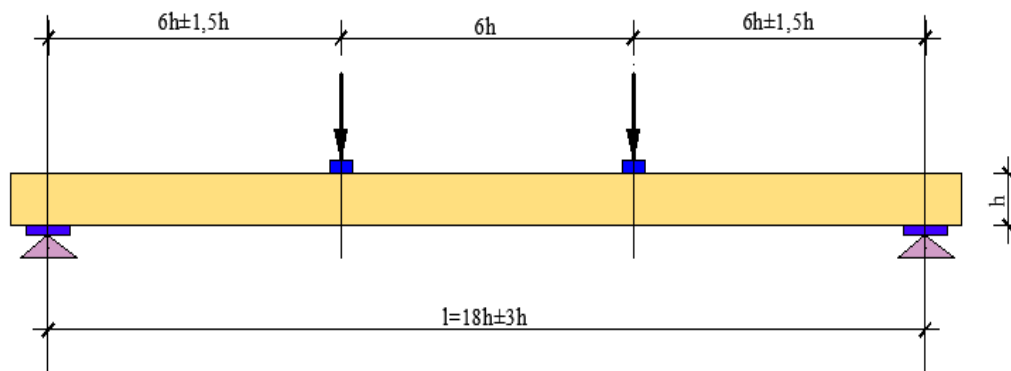
- f_t čvrstoća na zatezanje konstrukcijskog drveta u N/mm^2 ,
- $f_{t,test}$ čvrstoća drveta na zatezanje određena na malim uzorcima drveta u skladu sa standardom,
- b širina poprečnog preseka ispitanog uzorka, u mm .
- l , dužina ispitanog uzorka, u mm .

Vrednost 150 koja je data u sastavu izraza 4.2.1.2 i 4.2.1.3 predstavlja referentnu, veću dimenziju poprečnog preseka uzorka u mm .

Uzimajući u račun vrednost korekcionog faktora, dobijena **čvrstoća konstrukcijskog drveta na zatezanje paralelno vlaknima iznosi 24,97N/mm², a karakteristična čvrstoća konstrukcijskog drveta na zatezanje paralelno vlaknima iznosi 13,39 N/mm²**

4.2.2 Određivanje modula elastičnosti pri savijanju

Modul elastičnosti drveta i čvrstoća pri savijanju ispitani su u skladu sa zahtevima standarda SRPS EN408. Propisane dimenzije uzorka i dispozicija opterećenja (*four point bending test*) pri ispitivanju prikazani su na slici 4.2.2.1.



Slika 4.2.2.1 Dispozicija opterećenja i uzorka za određivanje modula elastičnosti drveta

U skladu sa zahtevima standarda izrađeno je šest probnih uzoraka dimenzija 5x5x90 cm. Uzorci su čuvani u kontrolisanoj sredini relativne vlažnosti 65% na temperaturi 22°C do ispitivanja. Sila sa prese preko dinamometra aplicirana je na specijalno oblikovani čelični element, čelični nosač dužine 30 cm sa osnim rastojanjima oslonaca od 25 cm, slika 4.2.2.2.



Slika 4.2.2.2 Specijalno oblikovani čelični element za prenošenje sile na uzorak

Intenzitet sile i njen konstantni priraštaj, kontrolisani su softverski, što je izvedeno po-moću dinamometra proizvođača "Metrokom", nosivosti 50 kN, sa tačnošću merenja od 0,01kN. Uređaj za ispitivanje, jednovremeno, svakom priraštaju opterećenja pripisuje odgovarajuću veličinu ugiba, tako da se softverski, tokom procesa ispitivanja, dobija dijagram sila-ugib. Opseg merenja ugiba je 200 mm sa tačnošću merenja od 0,01 mm. Uređaj omogućava visoku preciznost prilikom postavljanja uzorka, njegovog centrisanja, nanošenje opterećenja, tako da je veličina ugiba merena u strogoj sredini raspona i beležena softverski. Eksperimentalna konfiguracija uzorka S1 („*setup*“) prikazana je na slici 4.2.2.3, a izled uzorka nakon loma na slici 4.2.2.4.

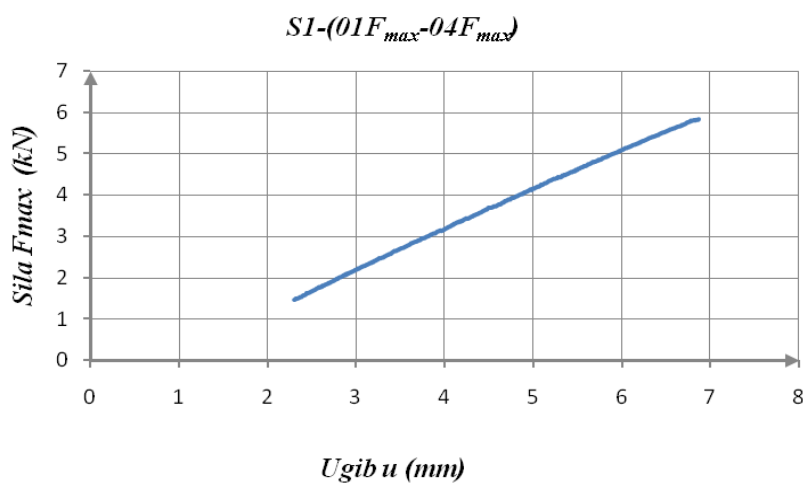


Slika 4.2.2.3 „Setup“ uzorka S1

Za ispitane uzorke dobijeni su dijagrami zavisnosti vrednosti ugiba u sredini raspona uzorka od opterećenja za svaki model. Jedan od dobijenih dijagrama u opsegu elastičnih deformacija, opterećenje od $0,1F_{max}$ do $0,4F_{max}$, gde je sa F_{max} označena sila loma uzorka, prikazan je na slici 4.2.2.5.



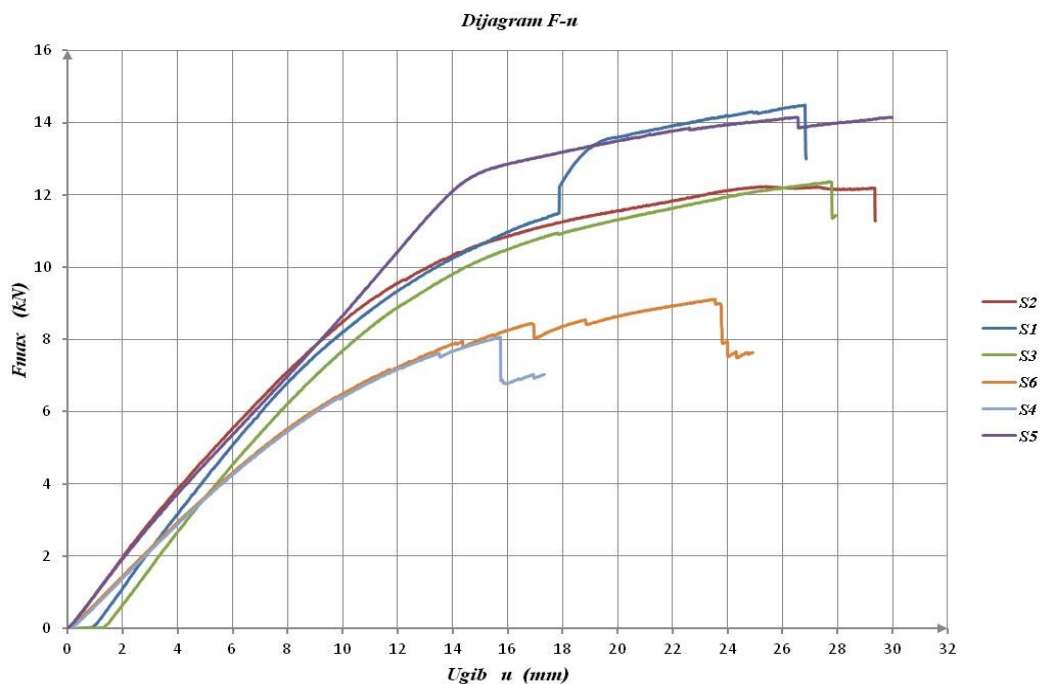
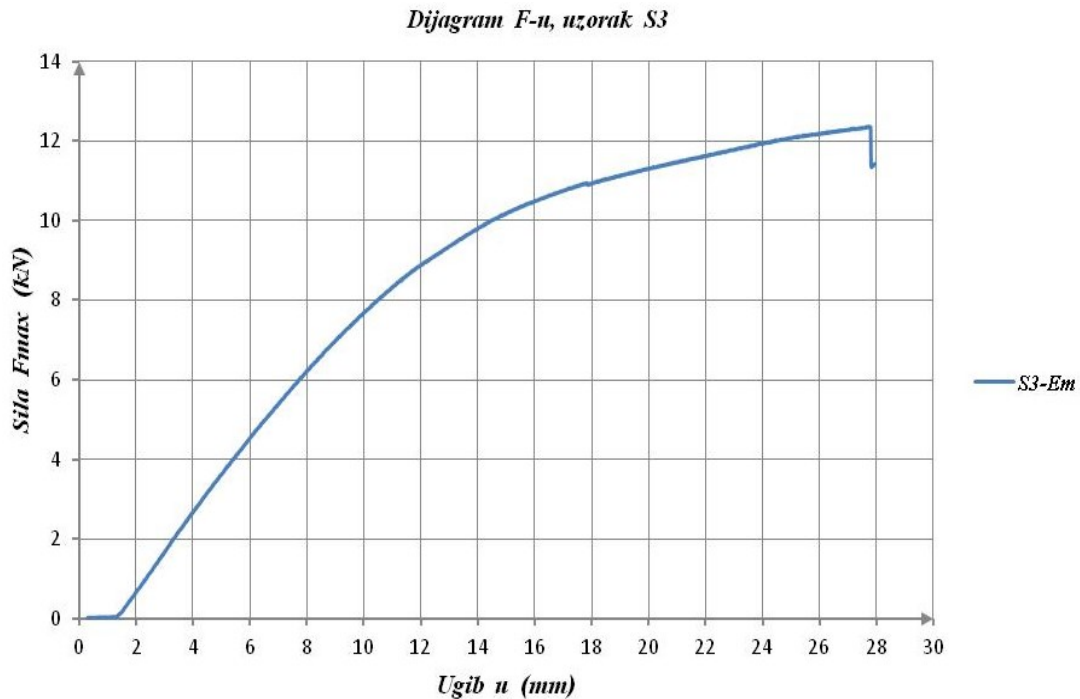
Slika 4.2.2.4 Uzorci S1 i S3 nakon dostizanja sile loma F_{max}



Slika 4.2.2.5 Eksperimentalno određen dijagram $F-u$, u elastičnoj oblasti, za uzorak S1

Izgled uzorka S3 nakon loma prikazan je na slici 4.2.2.4.

Jedan od dobijenih dijagrama $F-u$ (sila-ugib), za uzorak S3, prikazan je na slici 4.2.2.7. Uporedno ponašanje svih uzoraka tokom nanošenja opterećenja do loma prikazano je na slici 4.2.2.8. Dijagrami ostalih ispitivanih uzoraka sa detaljnijim prikazom dati su u Prilogu C.



U tabeli 4.2.2.1 date su vrednosti dostignute sile loma i odgovarajuća veličina ugiba, po svakom ispitivanom uzorku.

Tabela 4.2.2.1-Vrednosti F_{max-u}

Uzorak	F_{max} [kN]	δ [mm]
S1	14,6	26,80
S2	12,30	25,01
S3	12,45	27,76
S4	8,01	15,74
S5	14,21	26,05
S6	9,18	23,57

U tabeli 4.2.2.2 date su izmerene vrednosti opterećenja i odgovarajućih ugiba koje definišu ponašanje pojedinih uzoraka u oblasti elastičnosti. Ove vrednosti su neophodne za određivanje vrednosti modula elastičnosti na nivou uzorka, a zatim i na nivou grupe uzoraka.

Tabela 4.2.2.2-Vrednosti $0,4F_{max}$, $0,1F_{max}$, δ_{04} , δ_{01} .

Uzorak	$0,4F_{max}$ [kN]	$0,1F_{max}$ [kN]	δ_{04} [mm]	δ_{01} [mm]
S1	5,84	1,46	6,87	2,3
S2	4,92	1,23	5,23	1,26
S3	4,98	1,24	6,51	2,57
S4	3,20	0,80	4,44	1,22
S5	5,68	1,42	6,39	1,47
S6	3,67	0,92	5,04	1,29

Modul elastičnosti drveta E_m , može se odrediti korišćenjem eksperimentalnih rezultata i izraza datog u SRPS EN 408:

$$E_m = \frac{3al^2 - 4a^3}{2bh^3 \left(2 \frac{u_2 - u_1}{F_2 - F_1} - \frac{6a}{5Gbh} \right)}, \quad (4.2.2.1)$$

gde je:

b širina poprečnog preseka uzorka,

h visina poprečnog preseka uzorka,

- a rastojanje između mesta opterećivanja uzorka i najbližeg oslonca,
 l raspon uzorka
 $(F_2 - F_1)$ prirast opterećenja,
 $(u_2 - u_1)$ prirast odgovarajućih vrednosti ugiba.
 G vrednost modula smicanja koja se može uzeti u iznosu od $650N/mm^2$.

Sračunate vrednosti modula elastičnosti uzoraka i njegova srednja vrednost prikazane su u tabeli 4.2.2.3. Za proračun prema graničnim stanjima nosivosti uzima se vrednost modula elastičnosti, određena izrazom:

$$E_{m,u} = 2/3 E_{m,mean} \quad (4.2.2.2)$$

Tabela 4.2.2.3 - Moduli elastičnosti ispitanih uzoraka drveta pri savijanju

Uzorak	E_m [GPa]	$E_{m,mean}$ [GPa]	$E_{m,u}$ [GPa]
S1	13,82	12,315	8,21
S2	12,60		
S3	13,69		
S4	10,72		
S5	12,50		
S6	10,56		
Srednja vrednost		12,315	
Standardna devijacija		1,406	
Koficijent varijacije (%)		11,42	
Karakteristična vrednost, $E_{m,k}$		9,240	

4.2.3 Određivanje čvrstoća pri savijanju drveta

Po standardu SRPS EN 408 čvrstoća pri savijanju drveta f_m može se izraziti kao

$$f_m = \frac{3F_{max} \cdot a}{bh^2}, \quad (4.2.3.1)$$

gde je:

- F_{max} sila loma uzorka,
 a rastojanje između mesta opterećivanja uzorka i najbližeg oslonca,
 b, h širina uzorka, visina uzorka.

Sračunate vrednosti čvrstoće pri savijanju i srednja vrednost čvrstoće pri savijanju uzoraka, prikazane su u tabeli 4.2.3.1.

Tabela 4.2.3.1- Čvrstoće pri statičkom savijanju ispitanih uzoraka drveta

Uzorak	f_m [N/mm ²]	$f_{m,mean}$ [N/mm ²]
S1	87,6	70,74
S2	73,8	
S3	74,7	
S4	48,0	
S5	85,26	
S6	55,08	
Srednja vrednost		70,74
Standardna devijacija		16,01
Koeficijent varijacije (%)		22,63
Karakteristična vrednost, $f_{m,k}$		35,80

Dobijene vrednosti predstavljaju čvrstoću pri savijanju malih, eksperimentalnih drvenih uzoraka i kao takvi ne mogu predstavljati realnu meru čvrstoće pri savijanju konstrukcijskih elemenata realnih dimenzija. Stoga, čvrstoća na savijanje konstrukcijskog drveta može se odrediti na osnovu ispitivanja na malim uzorcima i primenom korekcionih faktora kojima se uzima u obzir veličina uzorka. Saglasno standardu SRBS EN 1194, korišćen je sledeći korekcionni faktor čvrstoće na savijanje:

$$f_m = (b / 150)^{0,05} \cdot (h / 600)^{0,1} \cdot f_{m,test}, \quad (4.2.3.2)$$

gde je:

f_m čvrstoća na savijanje konstrukcijskog drveta u N/mm²,

$f_{m,test}$ čvrstoća drveta određena na malim uzorcima drveta u skladu sa standardom,

h, b visina, odnosno, širina poprečnog preseka ispitanog drveta.

Vrednosti 150 i 600 koje su date u sastavu izraza 4.2.2.4 predstavljaju referentnu visinu i širinu poprečnog preseka uzorka u mm.

Uzimajući u račun vrednost korekcionog faktora, dobijena **čvrstoća konstrukcijskog drveta pri savijanju iznosi 35,80 N/mm², a karakteristična čvrstoća konstrukcijskog drveta pri savijanju iznosi 26,13 N/mm².**

4.2.4 Određivanje vlažnosti drveta

Apsolutna vlažnost w_a utvrđena je na isečenim neoštećenim delovima ispitanih uzoraka dimenzija 5x5x20cm. Prema ISO 3130 utvrđivanje vlažnosti drveta vrši se postupkom merenja masa vlažnih i potpuno suvih uzoraka drveta, pri čemu se sušenje vrši pri temperaturi $103\pm 2C^\circ$, do konstantne mase. Smatra se da je masa konstantna, ako gubitak mase između dva uzastopna merenja u intervalu od 6h, iznosi od 0,5% mase uzorka ili manje. Vlažnost svakog uzorka računa se prema izrazu:

$$w_a = \frac{m_1 - m_2}{m_2} \cdot 100, \quad (4.2.4.1)$$

gde je

w_a vlažnost uzorka u vreme ispitivanja, u %,

m_1 masa uzorka pre sušenja u g,

m_2 masa uzorka posle sušenja u g.

U tabeli 4.2.4.1 dati su rezultati utvrđivanja vlažnosti uzoraka.

Tabela 4.2.4.1-Apsolutne vlažnosti i zapreminske mase ispitanih uzoraka drveta

Uzorak	Masa vlaž. uzor. m_1 [g]	Masa suvih uzor. m_2 [g]	Vlažnost w_a [%]
S1	279.49	245.82	13.70
S2	246.44	217.32	13.40
S3	265.96	234.23	13.55
S4	225.94	198.07	14.07
S5	293.52	258.5	13.55
S6	227.95	200	13.98
$w_{a,mean}$ [%]			13,71

4.2.5 Određivanje zapreminske mase drveta

Zapreminska masa drveta određena je u skladu sa standardom ISO 3131. Ispitano je šest uzoraka dimenzija 50x50x200mm dobijenih isecanjem neoštećenih delova ispitanih grednih uzoraka. Svi uzorci su bez kvrga, smolnih kanala, pukotina i drugih nepravilnosti koje mogu uticati na rezultate ispitivanja. Masa uzorka je merena vagom sa tačnošću od 0,01g. Za merenja dimenzija poprečnog preseka i dužine uzorka korišćeno je digitalno pomično merilo preciznosti 0,01mm. Zapreminska masa svakog uzorka je sračunata prema izrazu:

$$\rho = \frac{m}{abl}, \quad (4.2.5.1)$$

gde su m , masa uzorka, a a, b i l , dimenzije uzorka.

Pre utvrđivanja zapreminske mase uzorci su kondicionirani na temepraturi od $20 \pm 2^\circ\text{C}$ i relativnoj vlažnosti vazduha od $65 \pm 3\%$, kako bi se uravnotežila njihova vlažnost. Rezultati ispitivanja uzoraka dati su u tabeli 4.2.5.1.

Tabela 4.2.5.1-Određivanje zapreminske mase drveta

Oznaka uzorka	Širina [mm]	Visina [mm]	Dužina [mm]	Zapremina [cm ³]	ρ_m [kg/m ³]	$\rho_{0,m}$ [kg/m ³]
S1	47.5	48.8	196.5	455.49	614	540
S2	47.8	49.1	196.2	460.48	535	472
S3	47.7	49.1	196.2	459.51	579	510
S4	48.7	48.9	195.2	464.86	486	426
S5	48.6	48.2	195.2	457.26	642	565
S6	48.8	48.9	195.5	466.53	489	429
Srednja vrednost					557	490
Standardna devijacija					64,97	57,73
Koefficient varijacije (%)					11,60	11,77
Karakteristična vrednost, ρ_k, ρ_{0k}					415,74	364,36

4.3 Laboratorijsko ispitivanje i utvrđivanje parametara popustljivosti veze drveta i betona spregnutih greda

Laboratorijsko ispitivanje parametara pomerljivosti spojnih sredstava i sistema-veze LLD i betona (kasnije korišćeno za izradu modela spregnutih greda) izvedeno je kroz sledeće postupke:

1. određivanje modula pomerljivosti spojnih sredstava, zavrtnjeva M8...150 ugrađenih na međusobnom rastojanju od 150mm duž spoja drvenog i betonskog dela spregnute grede, ispitivanjem određenog broja uzoraka, u skladu sa standardom SRB EN 26981, (merodavno za gredu tipa "A"),

2. određivanje modula pomerljivosti spojnog sistema, koji se sastoji od zavrtnjeva M8...150 i M8...180 naizmenično ugrađenih na međusobnom rastojanju od 150mm i žlebova određenih geometrijskih karakteristika, izvedenih određenim redom u drvetu, duž spoja drvenog i betonskog dela spregnute grede, ispitivanjem određenog broja uzoraka, u skladu sa standardom SRB EN 26981 (merodavno za gredu tipa „B“).

4.3.1 Modul pomerljivosti. Opšte

Kod mehaničkih spojnih sredstava zavisnost pomeranja u vezi od opterećenja nije linear- na pa se prilikom proračuna spregnutog nosača mora koristiti nekoliko vrednosti modula pomerljivosti. *Ceccotti (1995)* je predložio dve vrednosti i to: K_{ser} za dokaz upotrebljivosti i K_u za dokaz nosivosti. Modul pomerljivosti K_{ser} uzima se kao sekantni pri opterećenju od 40% sile loma, a K_u kao sekantni pri opterećenju od 60% sile loma.

Generalno, vrednosti modula pomerljivosti sračunavaju se nakon eksperimentalnih ispitivanja prema standardu SRPS EN 26891. Prema ovom standardu, kao maksimalnu silu treba uzeti silu loma ili silu pri pomeranju od 15 mm, pri ispitivanju.

Međutim, ako ne postoje eksperimentalni podaci, Evrokod 5, deo 1-1, Poglavlje 7.1. Pomerljivost spojeva, predlaže da se za veze drvo-beton ostvarene štapastim spojnim sredstvima modul pomerljivosti računa kao **dvostruka vrednost modula pomerljivosti** za veze drvo-drvo koji za trnove, zavrtnjeve i bušene eksere iznosi:

$$K_{ser} = \rho_m^{1,5} d / 23 \quad (4.3.1)$$

gde je:

ρ_m zapreminska masa drvenog elementa u kg/m^3 ,

d prečnik spojnog sredstva u mm .

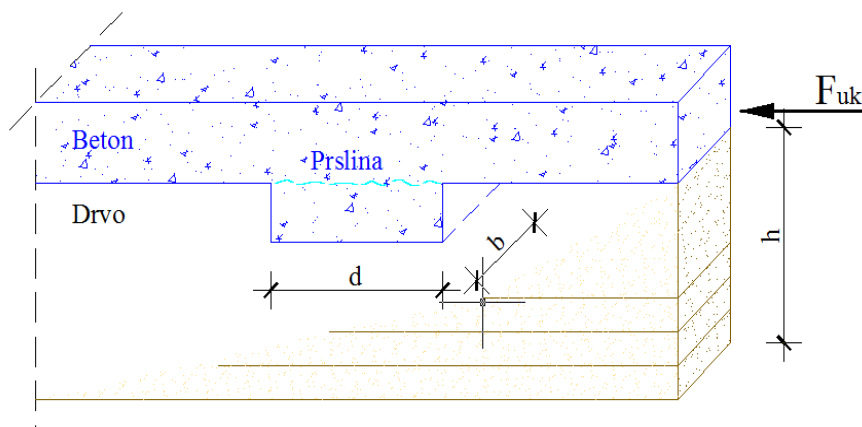
Modul pomerljivosti veze za granično stanje nosivosti treba računati po izrazu:

$$K_u = 2K_{ser} / 3 \quad (4.3.2)$$

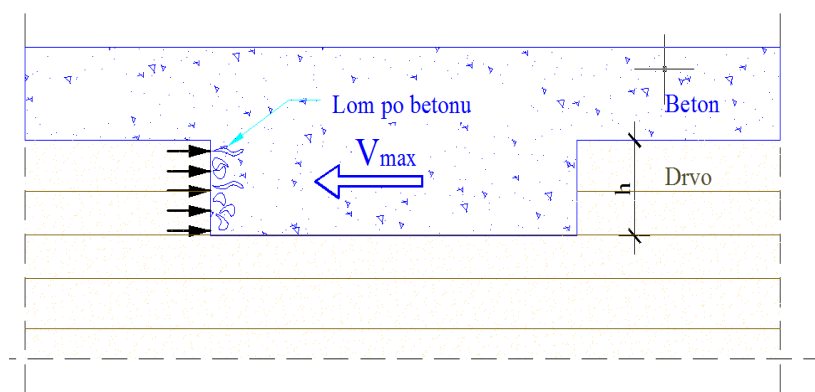
Predložen analitički postupak sračunavanja modula pomerljivosti spoja u *Evrokodu 5* je jednostavan, ali uopšten i ne obuhvata sve savremene načine spajanja elemenata spregnutog nosača. Upoređujući analitičke rezultate dobijene po *Evrokodu 5* sa eksperimentalnim, *Ceccotti, Fragiaco i Giordano (2007)* ustanovili su da su moduli pomerljivosti spojnih sredstava znatno manji. Eksperimentalno dobijene vrednosti modula pomerljivosti veze betona i drveta ostvarene štapastim spojnim sredstvima bile su manje za 50% od vrednosti sračunatih po *Evrokodu 5*, što znači da su te vrednosti na strani sigurnosti.

Modul pomerljivosti spojnog sistema koji se sastoji od kombinacije zavrtnjeva i žleba i koji je korišćen za sprezanje greda serije „B“ (II tip sprezanja), može se definisati na osnovu eksperimentalnog ispitivanja i modela za računsku procenu sile F_{est} i zasniva se na analizi mogućih mehanizama loma koji mogu nastati u zoni spoja drveta i betona:

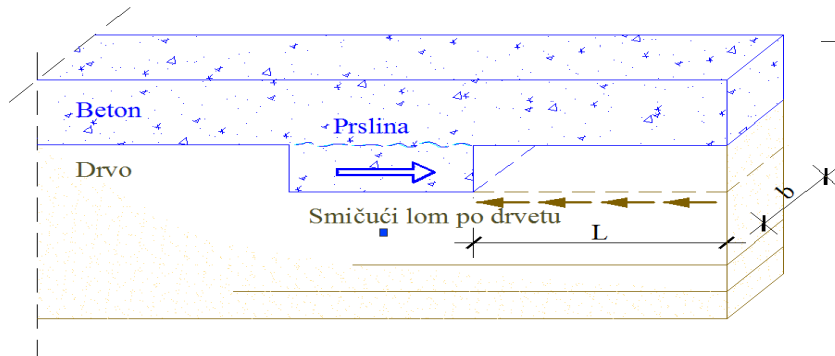
(a) smičući lom po betonu u žlebu,



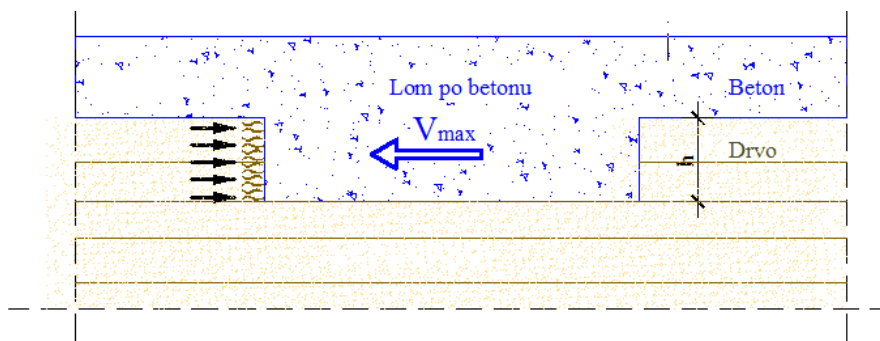
(b) lom po betonu usled prekoračenja čvrstoće betona na pritisak u žlebu,



(c) smičući lom po drvetu paralelno vlaknima između dva susedna žleba ili između poslednjeg žleba i kraja drvenog dela nosača i



(d) lom po drvetu usled prekoračenja čvrstoće na pritisak drveta paralelno vlaknima u čelu žleba.



Dakle, ako analiziramo mogući mehanizam loma pod (a) čvrstoća betona na smicanje, armiranog štapastim spojnim sredstvom (zavrtnjem, trnom...) u žleboj vezi drveta i betona, tretiranog sa statičkog aspekta kao konzolna greda, može se sračunati pomoću sledećeg izraza:

$$F_{1, shear} = \beta \cdot 0,5b_n l_n v f_c + n_{ef} (\phi_{cs} d_{ef} \pi)^{0,8} f_w \quad (4.3.3)$$

Za ostale moguće mehanizme loma, (b), (c) i (d), odgovarajući izrazi bili bi redom:

$$F_{1, crush} = f_c' \cdot A_c, \quad (4.3.4)$$

$$F_{2, shear} = k_{mod} k_{sys} f_s L b, \quad (4.3.5)$$

$$F_{2, crush} = k_{mod} f_c b d. \quad (4.3.6)$$

U navedenim jednačinama, odgovarajući članovi imaju sledeća značenja:

$F_{1, shear}$ čvrstoća na smicanje betona armiranog zavrtnjem u žleboj vezi drveta i betona,

$F_{1, crush}$ čvrstoća na pritisak betona armiranog zavrtnjem u žleboj vezi drveta i betona,

$F_{2, shear}$ čvrstoća na smicanje drveta paralelno vlaknima između dva susedna žleba ili između poslednjeg žleba i kraja nosača,

$F_{2, crush}$ čvrstoća na pritisak drveta paralelnog vlaknima žleboj vezi drveta i betona,

β	redukциони faktor sile smicanja (uzeti u iznosu 0,25-Eurocode 2),
k_{sys}	modifikacioni faktor, uzeti u iznosu 1,0,
b_n	širina žleba,
l_n	dužina žleba,
d	dubina žleba,
ν	redukциони faktor čvrstoće betona pri smicanju, (uzeti u iznosu 0,516),
f_c	čvrstoća betona na pritisak,
f_s	čvrstoća drveta na smicanje paralelno vlaknima,
n_{ef}	broj zavrtnjave u žlebu,
ϕ_{cs}	prečnik zavrtnja,
f_w	čvrstoća zavrtnja na čupanje upravno na vlakna,
L	efektivna dužina smicanja (rastojanje između dva susedna žleba),
k_{mod}	modifikacioni faktor za drvo (zavisi od trajanja opterećenja i vlažnosti drveta),
A_c	efektivna površina moguće zone loma (čelo žleba).

Istraživanja u okviru dopune Evrokoda 5, daju kompletniji pristup proračunu čvrstoća na smicanje betona armiranog zavrtnjem u žleboj vezi drveta i betona (EC* metoda), uvođenjem redukcionog faktora β^* kojim se u jednačini (4.3.3) zamenjuje faktor β . Ovo je rezultat eksperimentalnih istraživanja na osnovu kojih je zaključena da na čvrstoću betona na smicanje u žleboj vezi, značajan uticaj imaju dužina žleba i prečnik zavrtnja, značajniji nego što se pretpostavljalo. Vrednost ovog faktora data je izrazom:

$$\beta^* = (l_n - 2\phi_{cs}) / 2l_n \quad (4.3.7)$$

Analitičke vrednosti, dobijene iz različitih kriterijuma loma, predstavljaju procenjenu silu loma F_{est} , spregnute veze betona i drveta gde se koriste žljebovi u kombinaciji sa zavrtnjevima. U odnosu na ovako ustanovljenu vrednost procenjene sile loma, sprovodi se procedura u skladu sa standardom SRPS EN 26891.

Za procenjenu silu F_{est} , silu koja predstavlja očekivanu čvrstoću betona na smicanje u žleboj vezi, proceduru definisanu standardom EN 26891 i odgovarajuća, merenjem utvrđena pomeranja, mogu se sračunati odgovarajuće vrednosti modula pomerljivosti spojnog sistema spregnutih greda, K_{ser} , odnosno K_u , korišćenjem sledećih izraza:

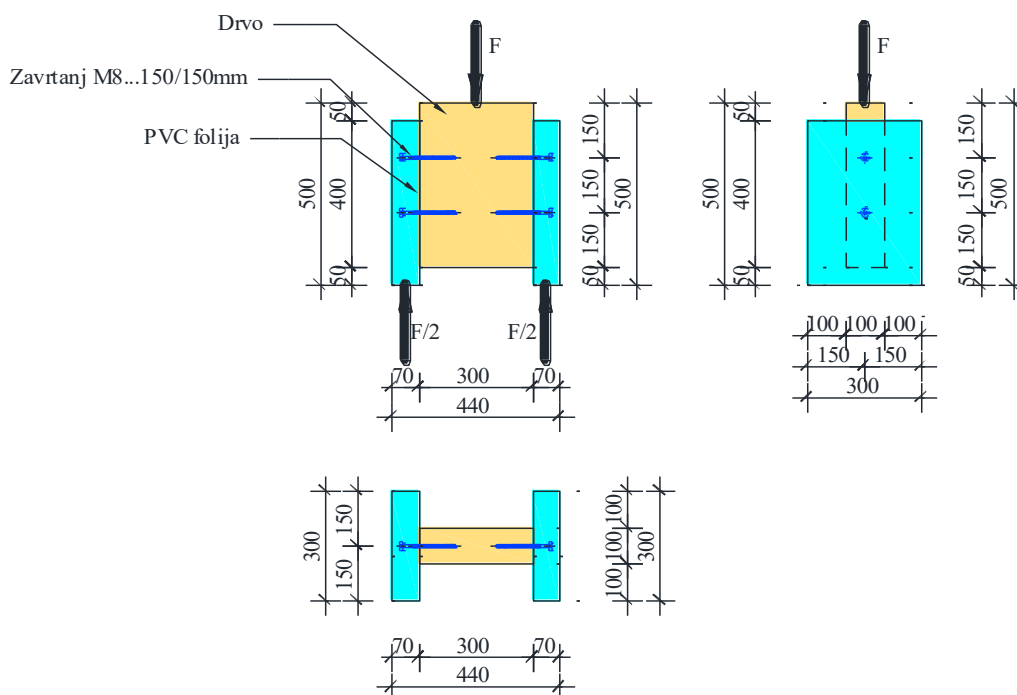
$$K_u = 0,6F_m / \delta_{0,6}, \quad K_{ser} = 0,4F_m / \delta_{0,4}, \quad \text{gde je:} \quad (4.3.8)$$

F_m čvrstoća na smicanje betona armiranog zavrtnjem određenog prečnika u spregnutoj žleboj vezi drveta i betona,

S obzirom da ne postoje propisane norme ni standardi za spregnute konstrukcije drvo-beton, za određivanje modula pomerljivosti izvedene veze formiran je poseban model za ispitivanje saglasan sa preporukama *Evrokoda 4*. Sličan model koristio je i *Stevanović (2004)*. Predloženi model je po dimenzijama i obliku jednostavan za izradu i praktičan za upotrebu, a daje sasvim zadovoljavajuće rezultate koji se mogu primeniti za proračun.

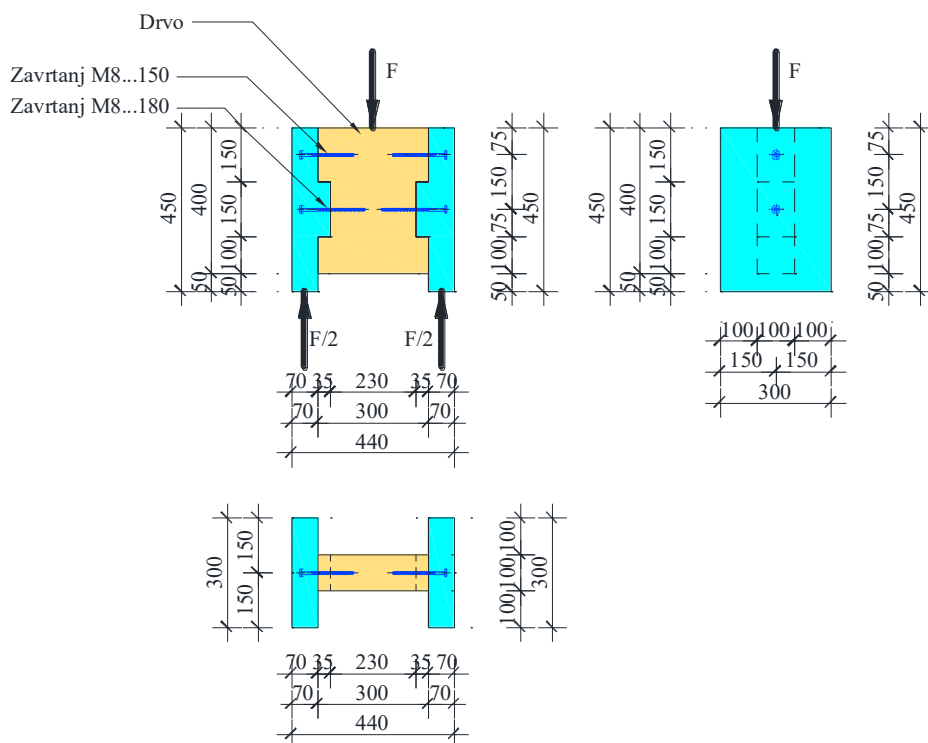
Izrađeno je ukupno 6 uzoraka za ispitivanje modula pomerljivosti veze drveta i betona u spregnutim gredama i to po tri identična uzorka za svaki tip grede.

Izgled *modela Fi* sa ugrađenim zavrtnjima na rastojanju od 150 mm prikazan je na slici 4.3.2.1, a oblik i dimenzije *modela Ni* sa spojnim sistemom koji je kombinacija zavrtnjeva i betonskog žleba i koji je korišćen za sprezanje greda serije „B”, dati su na slici 4.3.2.2.



Slika 4.3.2.1 Oblik i dimenzije modela F_1 , F_2 , F_3 za određivanje modula pomerljivosti veze drveta i betona u spregnutim gredama serije „A”

Za ispitivanje *modela Ni*, gde je modul pomerljivosti sistema kombinacija vrednosti modula pomerljivosti zavrtnjeva i betonskog žljeba, potrebno je prvo na osnovu geometrije projektovanih modela, slika 4.3.2.2, i očekivanog mehanizma loma žlebne veze drveta i betona, ustanoviti vrednost **procenjene sile**, na osnovu koju treba sprovesti proceduru u skladu sa standardom SRPS EN 26891. Za geometrijske karakteristike uzoraka N1, N2, N3, dobijeni rezultati su prikazani u tabelama 4.3.2.1 i 4.3.2.2. Najmanja od vrednosti dobijenih u ovim tabelama iz uslova *a)*, *b)*, *c)* i *d)*, predstavlja procenjenu silu loma žlebne veze drveta i betona određenih geometrijskih karakteristika.



Slika 4.3.2.2 Oblik i dimenzije modela N1, N2, N3 za određivanje modula pomerljivosti veze drveta i betona u spregnutim gredama serije „B”

Tabeli 4.3.2.1- Proračun čvrstoće žlebne veze drveta i betona iz uslova a) i b)

a) Smičući lom po betonu u žlebu: $F_{1, shear} = \beta \cdot 0,5 b_n l_n \nu f_c + n_{ef} (\phi_{cs} d_{ef} \pi)^{0,8} f_w$		b) Lom po betonu usled prekoračenja čvrstoće betona na pritisak u žlebu: $F_{1, crush} = f_c' \cdot A_c$	
b_n	100mm	d	35mm
l_n	150mm	b_n	100mm
d	35mm	$f_c' = f_{cm}$	43,66MPa
ϕ_{cs}	8mm	A_c	3500mm ²
f_{ck}, f_{cm} [MPa]	37,23; 43,66	$F_{1, crush} = 152,6kN$	
$\nu = 0,6 \cdot (1 - f_{ck} / 250)$	0,516		
$f_{cd} = f_{ck} / 1,6$	21,88		
$\nu^* = 0,6 \cdot (1 - f_{cm} / 250)$	0,49		
β	0,25		
$\beta^* = (l_n - 2\phi_{cs}) / 2l_n$	0,45		
n_{ef}	1		
d_p	100mm		
$d_{ef} = d_p - \phi_{cs}$	92mm		
ρ_k, ρ_m [kg/m ³]	457,0; 557,5		
$f_{w,k} = k_d \cdot 0,52 \cdot d^{-0,5} \cdot l_{ef}^{-0,1} \cdot \rho_k^{0,8} / 1,2 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha = 14,44MPa$			
EC metoda: $F_{1, shear} = 47,12 kN$,		EC* metoda: $F_{1, shear} = 79,17 kN$	

Tabeli 4.3.2.2- Proračun čvrstoće žlebne veze drveta i betona iz uslova c) i d)

c) Smičući lom po drvetu paralelno vlaknima između dva susedna žleba ili između poslednjeg žleba i kraja drvenog dela nosača: $F_{2, shear} = k_{mod} k_{sys} f_s Lb$		d) Lom po drvetu usled prekoračenja čvrstoće na pritisak drveta paralelno vlaknima u žlebu: $F_{2, crush} = k_{mod} f_c bd$	
k_{mod}	1,0	k_{mod}	1,0
k_{sys}	1,0	b_n	100mm
f_s	5Mpa	d	35mm
L	150mm	ϕ	0,9
b_n	100mm	f_c	21,71MPa
$F_{2, shear} = 75,0 \text{ kN} / 0,9 = 83,33 \text{ kN}$		$F_{2, crush} = 75,9 / 0,9 = 84,33 \text{ kN}$	

Za procenjenu silu $F_{est} = F_m = F_{1, shear} = 79,17 \text{ kN}$, silu koja predstavlja očekivanu čvrstoću betona na smicanje u žleboj vezi. Dalji eksperimentalni rad sproveden je na osnovu ove vrednosti za *modele tipa Ni*.

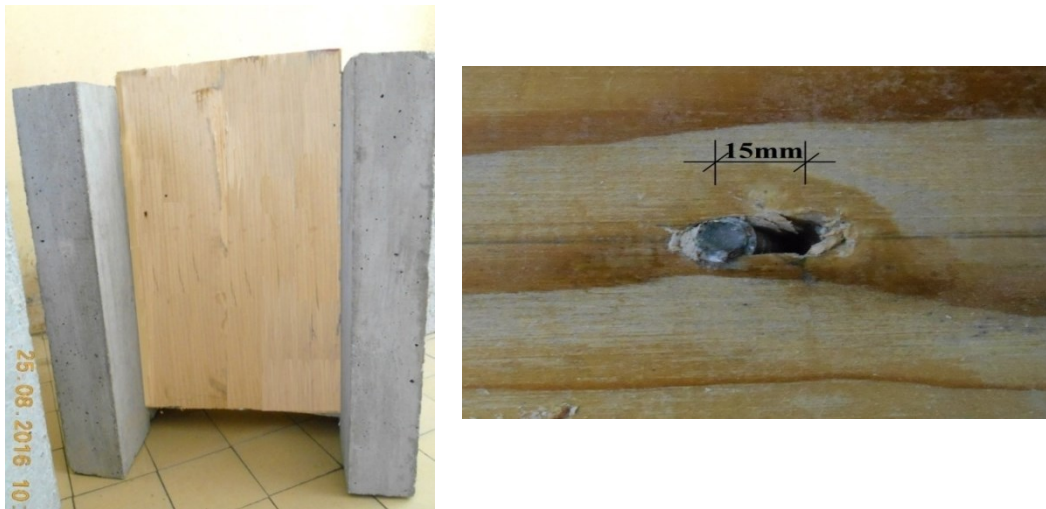
4.3.3 Ispitivanje uzoraka-konfiguracija eksperimenta, procedura, rezultati merenja

Ispitivanje modela izvedeno je u skladu sa standardom SRPS EN 26891. Sila je nanošena na drveni deo modela preko čeličnog podmetača debljine 30 mm postavljenog preko celog poprečnog preseka drvenog dela, kako bi se obezbedilo ravnomerno prenošenje sile. Model se svojim betonskim delom oslanjao na ravnu čeličnu horizontalnu ploču prese. Sila je nanošena hidrauličnom presom nosivosti 300 kN, proizvođača „Metrokom“. Intenzitet sile kontrolisan je pomoću dinamometra nosivosti 300 kN sa tačnošću merenja od 0,01 kN, a očitavanje vrednosti pomeranja u spoju betona i drveta praćeno je softverskim zapisom registrovanih u pravilnom vremenskim razmacima trajanja četvrtina sekunde. Pomeranja, odnosno, smicanje između betona i drveta praćena su programski, zapisom koji uređaj za ispitivanje daje sa tačnošću i gustinom podataka koji se može pre početka ispitivanja izabrati. Nakon dostizanja sile loma i destrukcije samog uzorka, programski snimane vrednosti pomeranja, upoređene su sa i veličinom pomeranja zavrtnjeva u odnosu na položaj pre nanošenja opterećenja izmerenom pomičnim merilom.

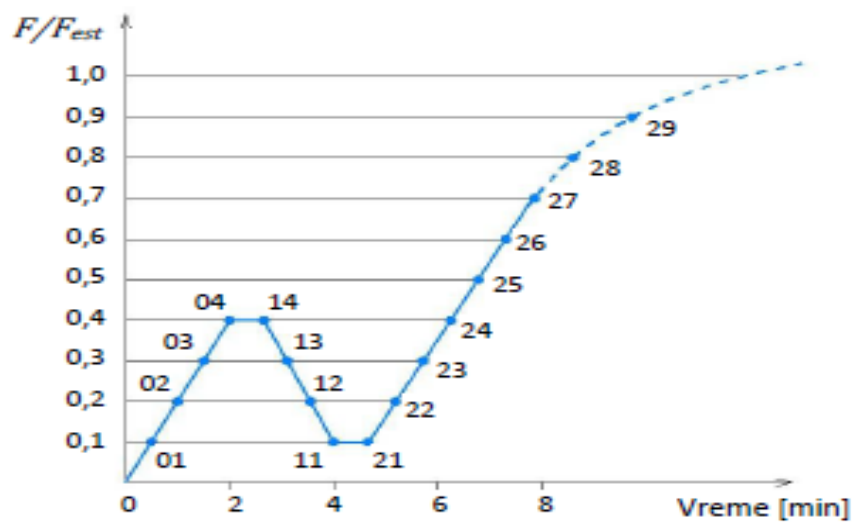
Procedura nanošenja opterećenja po standardu SRPS EN 26891 predviđa nanošenje 40% očekivanog graničnog opterećenja u roku od 2 minuta, zadržavanje na tom intenzitetu 30 sekundi, vraćanje u roku od 1,5 minuta na 10% očekivanog graničnog opterećenja sa zadržavanjem od 30 sekundi i finalno opterećivanje modela do postizanja stvarnog graničnog opterećenja ili pomeranja od 15 mm, slika 4.3.3.3. Vreme ispitivanja jednog modela je oko 10 minuta.



Figure 4.3.3.1 Test konfiguracija uzoraka i merna oprema pre ispitivanja

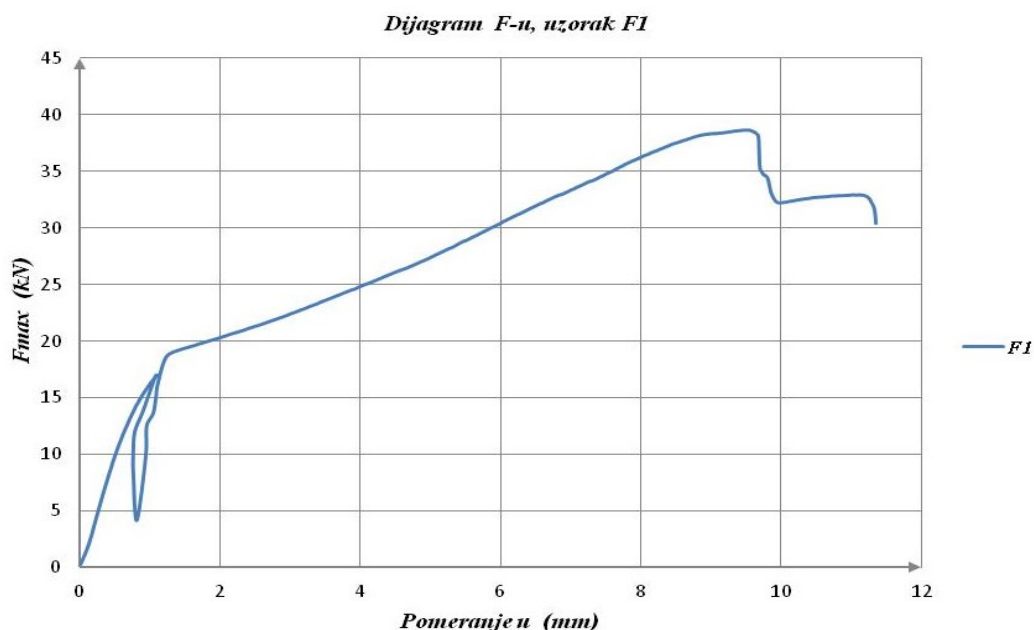


Slika 4.3.3.2 Pomeranja zavrtnjeva u odnosu na položaj pre nanošenja opterećenja



Slika 4.3.3.3 Dijagram toka nanošenja opterećenje prema standardu SRPS EN 26891

Za ispitane modele dobijeni su dijagrami (sila-pomeranje) za svaki model. Jedan od dobijenih dijagrama za uzorak iz serije F_i , prikazan je na slici 4.3.3.4. Ostali dijagrami nalaze se u prilogima A i B.



Slika 4.3.3.4 Eksperimentalno određen dijagram $F-\delta$ za uzorak F1

Dosadašnja eksperimentalna istraživanja veze drvo-beton i izvedeni eksperiment pokazuju da promena pomeranja sa promenom opterećenja nije linearna. Kako dijagram $F-\delta$ nije linearan pa ni modul pomerljivosti veze K , nije konstantan nego promenljiv u svakoj tački dijagrama. Modul pomerljivosti može se definisati kao sekantni ili tangentni u odnosu na određeni nivo opterećenja ili u odnosu na usvojenu veličinu pomeranja u vezi.

Prema standardu SRPS EN 26891 za proračun po graničnim stanjima upotrebljivosti, modul pomerljivosti veze, K_{ser} , određuje se kao sekantni za nivo opterećenja $0,4F_{est}$, odnosno na osnovu izraza:

$$K_{ser} = \frac{0,4F_{est}}{n} \frac{1}{\delta_{i,mod}} \quad (4.3.3.1)$$

F_{est} procenjena maksimalna sila,

n broj spojnih sredstava,

$\delta_{i,mod}$ modifikovano pomeranje koje se računa po formuli:

$$\delta_{i,mod} = \frac{4}{3}(\delta_{04} - \delta_{01}), \text{ gde je:}$$

δ_{04} pomeranje koje odgovara opterećenju od $0,4F_{est}$

δ_{01} pomeranje koje odgovara opterećenju od $0,1F_{est}$.

Za proračun prema граниčnim stanjima nosivosti uzima se modul pomerljivosti veze $K_u = 2K_{ser} / 3$. Prilikom proračuna modula pomerljivosti veze procenjena maksimalna sila F_{est} se koriguje i zamenjuje maksimalnom silom F_{max} ukoliko se od nje razlikuje za više od 20%.

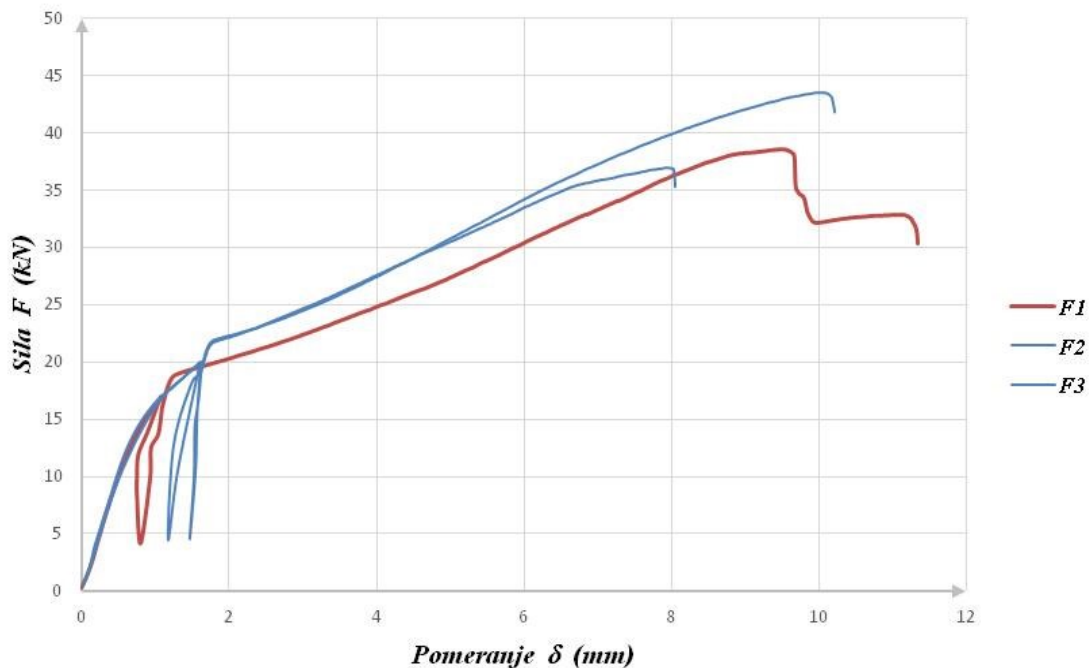
Tada se pomeranja δ_{04} i δ_{01} očitavaju sa dijagrama $F-\delta$ u odnosu na korigovanu vrednost sile F_{est} . Maksimalna sila pri ispitivanju je sila loma ili sila pri pomeranju od 15 mm.

Na osnovu prethodno opisane metodologije određivanja modula pomerljivosti veze, uz korišćenje dijagrama $F-\delta$, sračunate su vrednosti modula K_{ser} za nivo opterećenja $0,4F_{est}$ i određene srednje vrednosti za svaki tip uzoraka. Vrednosti odgovarajućih parametara dobijenih eksperimentalnom procedurom date su u tabelama 4.3.3.1-4.3.3.6

Tabela 4.3.3.1-Eksperimentalne vrednosti parametara ispitanih uzoraka Fi (4 zavrtnja u vezi)

Uzorak	F_{max} [kN]	δ_{max} [mm]	$0,4F_{est} / n$ [kN]	δ_{04} [mm]	δ_{01} [mm]	$\delta_{i,mod}$ [mm]
F1(4)	38,63	9,52	3,86	1,31	0,21	1,43
F2(4)	43,53	9,98	4,35	1,26	0,22	1,326
F3(4)	36,98	7,94	3,70	1,43	0,16	1,651

Dijagram F- δ



Slika 4.3.3.5 Uporedni eksperimentalno određen dijagram F- δ za uzorke F1, F2, F3

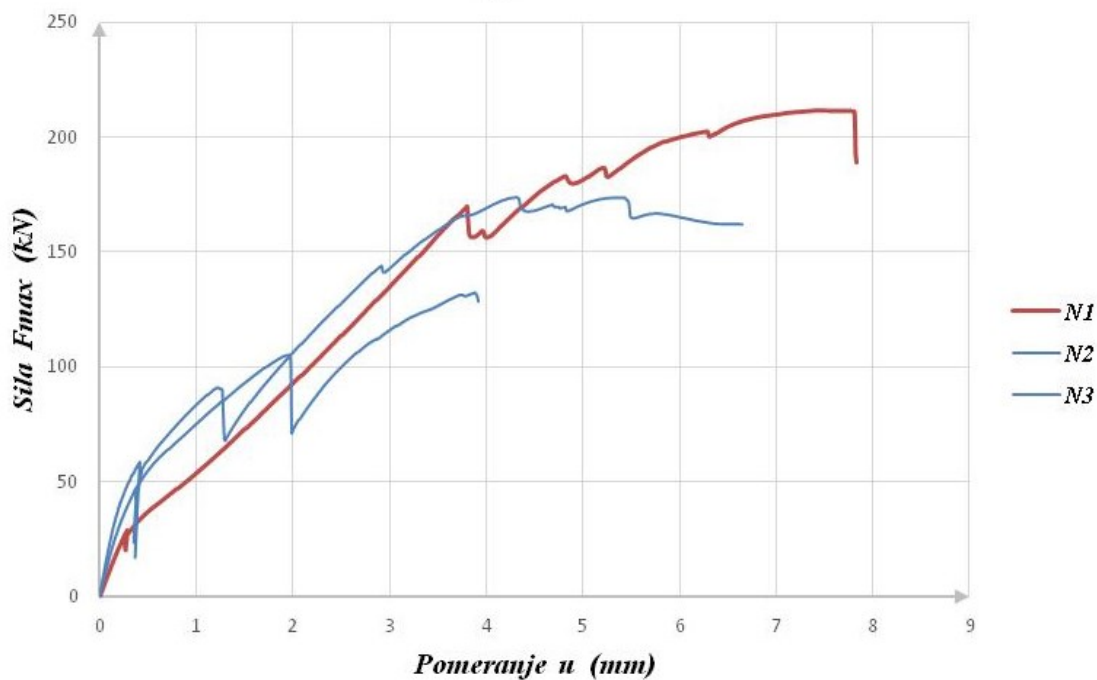
**Tabela 4.3.3.2-Eksperimentalne vrednosti parametara ispitanih uzoraka Fi
(2 zavrtnja u vezi) [Dias 2004]**

Uzorak	F_{\max} [kN]	δ_i [mm]	δ_e [mm]	$\delta_{06,\text{mod}}$ [mm]	$\delta_{08,\text{mod}}$ [mm]
F1(2)	13,6	0,40	0,15	0,93	3,11
F2(2)					
F3(2)					

**Tabela 4.3.3.3-Eksperimentalne vrednosti parametara ispitanih uzoraka Ni
(2 zavrtnja u vezi+betonski žleb)**

Uzorak	F_{\max} [kN]	δ_{\max} [mm]	δ_{04} [mm]	δ_{01} [mm]	$\delta_{i,\text{mod}}$ [mm]
N1(2+BZ)	169,54	3,80	1,36	0,152	1,61
N2(2+BZ)	105,25	1,96	0,380	0,064	0,411
N3(2+BZ)	90,54	1,252	0,186	0,040	0,194

Dijagrami F-u



Slika 4.3.3.6 Uporedni eksperimentalno određen dijagram F- δ za uzorke N1, N2, N3.

Tabela 4.3.3.4-Eksperimentalne vrednosti parametara ispitanih uzoraka Ni (betonski žleb), $F_{est}=79,17kN$

Uzorak	F_{max} [kN]	δ_{max} [mm]	δ_{04} [mm]	δ_{06} [mm]	δ_{01} [mm]	$\delta_{i,mod}$ [mm]
N1(BZ)	155,94	3,37	1,18	1,93	0,137	1,39
N2(BZ)	89,2	1,11	0,21	0,376	0,040	0,23
N3(BZ)	77,75	1,90	0,15	0,278	0,041	0,15

Tabela 4.3.3.5-Eksperimentalne utvrđene vrednosti modula pomerljivosti ispitanih uzoraka Fi, u skladu sa SRBS EN 26891

Uzorak	K_{ser} [kN / mm]	$K_{ser,mean}$ [kN / mm]	$K_{u,mean}$ [kN / mm]
F1(4)	5,51	5,81	3,877
F2(4)	5,77		
F3(4)	6,11		
F1(2)	11,50 (*Dias 2004)	11,50 (*Dias 2004)	7,66
F2(2)			
F3(2)			

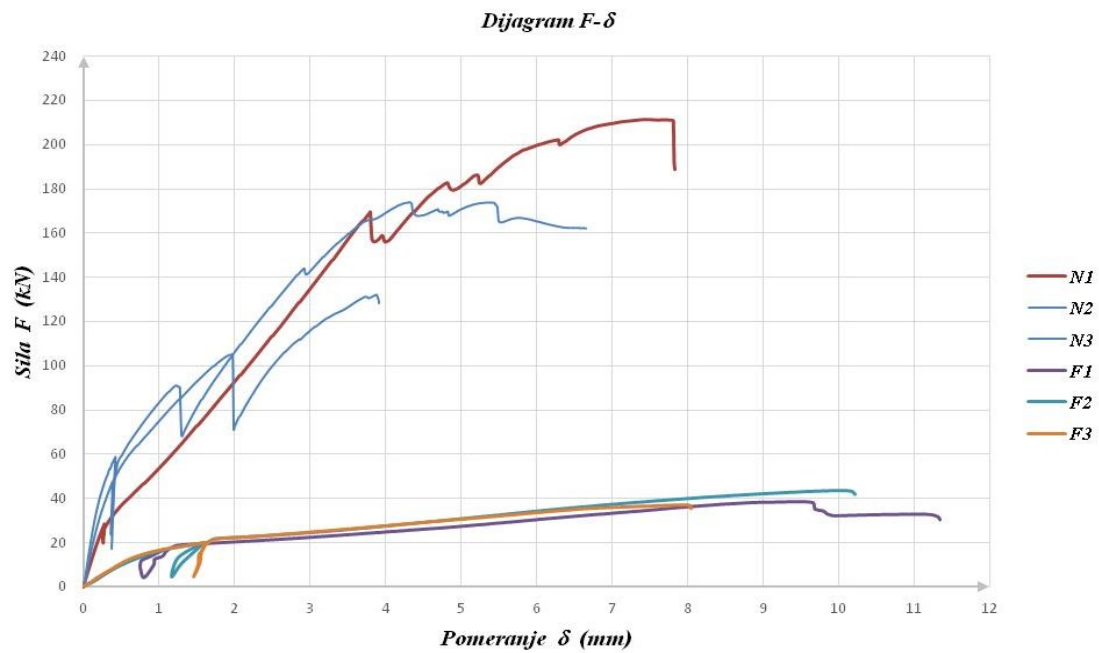
Tabela 4.3.3.6-Eksperimentalne utvrđene vrednosti modula pomerljivosti ispitanih uzoraka Ni, u skladu sa SRBS EN 26891

Uzorak	K_{ser} [kN / mm] $K_{ser} = 0,4F_m / \delta_{0,4}$	K_u [kN / mm] $K_u = 0,6F_m / \delta_{0,6}$	$K_{ser,mean}$ [kN / mm]	$K_{u,mean}$ [kN / mm]
N1(BZ)	50,92	46,70	137,44	114,63
N2(BZ)	150,28	126,335		
N3(BZ)	211,12	170,87		
N1(2+BZ)	61,64	53,13	147,44	137,69
N2(2+BZ)	159,93	132,76		
N3(2+BZ)	220,77	227,20		

Krutost spoja k predstavlja odnos modula pomerljivosti K i razmaka spojnih sredstava s ($k=K/s$). Uzorci koji su ispitivani karakterišu se istim parametrima i geometrijskim karakteristikama spojnih sredstava koja su korišćena pri izradi spregnutih greda. Pri izradi oba modela spregnutih greda zavrtnjevi su postavljena na rastojanju od 150 mm, ali spoj betona i drveta grede tipa „B” ojačan je žlebom od betona. Krutost spoja za prvi tip sprezanja određuje se za vrednost $s=150mm$, a za drugi tip sprezanja za $s=300mm$, Sračunate vrednosti krutosti spoja date su u Tabeli 4.3.3.7

Tabela 4.3.3.7-Krutost spoja ispitanih modela

Uzorak	k_{ser} [MPa]	k_u [MPa]
F1(4), F2(4), F3(4)	26,62	17,74
N1(2+BZ), N2(2+BZ), N3(2+BZ)	261,24	212,48



Slika 4.3.3.7 Uporedni, eksperimentalno određeni dijagrami za modele N1,N2, N3, F1,F2, F3

5. RAČUNSKA ANALIZA SPREGNUTIH NOSAČA

5.1 Karakteristike materijala po evropskim standardima

5.1.1 Beton

Najvažnije mehaničko svojstvo betona je njegova čvrstoća na pritisak i izražava se u funkciji najnižih vrednosti karakterističnih čvrstoća 5% uzoraka od ukupnog broja ispitivanih uzoraka neophodnih da bi se definisala vrednost mehaničkih karakteristika testiranog betona. (5% fraktil normalne logaritamske raspodele rezultata ispitivanja).

Čvrstoća pri zatezanju je maksimalna vrednost naprezanja koje ispitivani uzorak betona može izdržati pri aksijalnom, jednoosnom naprezanju. Karakteristične vrednosti mehaničkih svojstava određenog betona mogu se odrediti korišćenjem sledećih izraza:

$$f_{ct,m} = 0,30 f_{ck}^{2/3} \quad (5.1.1.1)$$

$$f_{ctk,0,05} = 0,70 f_{ct,m} \quad (5.1.1.2)$$

$$f_{ctk,0,95} = 0,70 f_{ct,m} \quad (5.1.1.3)$$

gde je :

$f_{ct,m}$ srednja vrednost čvrstoće pri zatezanju betona,

f_{ck} karakteristična čvrstoća na pritisak betonske kocke (cilindra),

$f_{ctk,0,95}$ donja karakteristična čvrstoća na zatezanje betona (5% fraktil NLR),

$f_{ctk,0,05}$ gornja karakteristična čvrstoća na zatezanje betona (95% fraktil).

Tabela 5.1.1.1-Klase čvrstoće betona, karakteristične čvrstoće na pritisak, f_{ck} , srednja zatezna čvrstoća f_{ctm} i karakteristična zatezna čvrstoća betona f_{ctk} [N/mm²], (ENV 206)

	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
f_{ctm}	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
$f_{ctk,0,05}$	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9
$f_{ctk,0,95}$	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3

U tabeli 5.1.1.1 date su vrednosti karakterističnih čvrstoća za različite klase betona, u skladu sa ENV 206. Sve ove vrednosti definisane su ispitivanjem betonskih kocki stranice 150mm ili prizmi 150/300mm, starih 28 dana napravljenih u skladu sa ISO 1920 i ISO 2736.

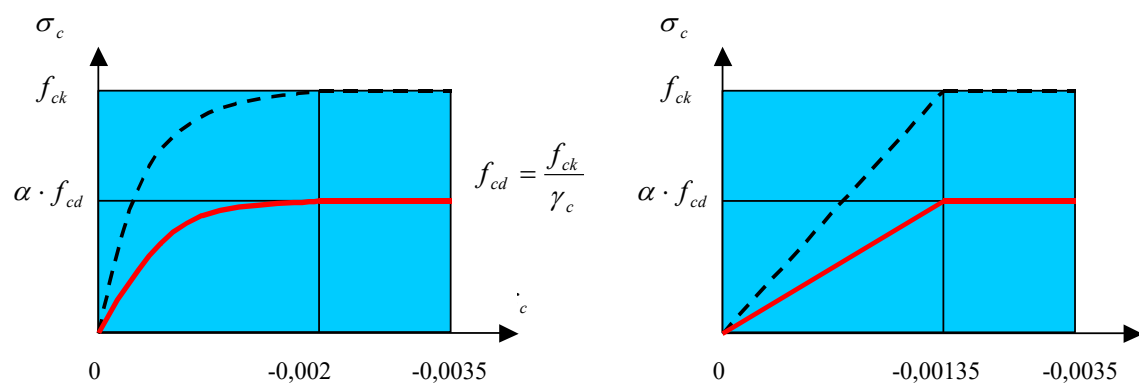
U tabeli 5.1.1.2 date su vrednosti modula elastičnosti betona u skladu sa ENV 1992-1.

Treba napomenuti još jedan važan parametar neophodan za proračunsku analizu nosivosti betona, a to je Poasonov koeficijent μ . Ovaj parameter zavisi od strukture, starosti i vlažnosti betona. Sa porastom čvrstoće na pritisak betona, vrednost Poasonovog koeficijeta se povećava veoma malo, te se vrednost koja ima značaja sa računске analize i aproksimacije kreće od 0,15-0,25. Prema standardu ENV1992-1, prilikom proračuna inženjerskih konstrukcija, vrednost Poasonovog koeficijenta, s kojom treba ući u analizu modelirane konstrukcije, je 0,2.

Tabela 5.1.1.2-Vrednosti sekantnog modula elastičnosti za različite klase čvrstoće betona, E_{cm} [kN/mm²]

Klase čvrstoće	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
E_{cm}	26	27,5	29	30,5	32	33,5	35	36	37

Za računске dokaze nosivosti betona kao konstrukcijskog materijala u klasičnim inženjerskim betonskim konstrukcijama ili u spregnutim konstrukcijama tipa čelik-beton i drvo-beton, treba koristiti idealizovani dijagram napon-dilatacija sa određenim uprošćenjima, dat na slici 5.1.1.1, levo. Za proračun stanja napona i dilatacija u određenim tačkama poprečnog preseka konstrukcijskog elementa poželjna idealizacija mehaničkog ponašanja betona zasniva se na upotrebi radnog dijagrama parabola-prava ili bilinearnog dijagrama napon-dilatacija prikazanog na slici 5.1.1.1, desno.



Slika 5.1.1.1 Dijagram parabola-prava i bilinearni radni dijagrami napon-dilatacija za beton

Na osnovu dijagrama može se videti da vrednost granične dilatacije ϵ_{cu} , pritisnutog betona treba uzeti kao $\epsilon_{cu} = -3,5\%$. Dilataciju $\epsilon_{cu} = -1,35\%$ treba izabrati tako da oblik pritisnute zone poprečnog preseka odgovara radnom dijagramu parabola-prava definisanom sledećim relacijama:

$$\sigma_c = \alpha \cdot f_{cd} \cdot 0,25 \cdot (4 + \varepsilon_c) \cdot \varepsilon_c, \quad |\varepsilon_c| \leq 2,0 \text{ ‰} \quad (5.1.1.4)$$

$$\sigma_c = -\alpha \cdot f_{cd}, \quad |\varepsilon_c| > 2,0 \text{ ‰} \quad (5.1.1.5)$$

Koeficijent α predstavlja redukcionu faktor čvrstoće na pritisak betona koji je dugo-trajno izložen takvom stanju naprezanja.

5.1.2 Drvo. Lepljeno lamelirano drvo. Standardi

Drvo koje se koristi pri izvođenju nosećih građevinskih konstrukcija, usaglašavanjem domaće tehničke regulative sa regulativom Evropske Unije, svrstano je u tri osnovne kategorije koje nose sledeće oznake:

- C za monolitno meko drvo,
- D za monolitno tvrdo drvo,
- GL za lepljeno lamelirano drvo.

Prve dve kategorije podeljene su prema odgovarajućim klasama čvrstoće saglasno standardu SRPS EN 338 (Konstrukcijsko drvo–Klase čvrstoće) koji je normativni referentni standard Evrokodu 5 preko standarda SRPS EN 14081-1 (Drvene konstrukcije-Klasiranje prema čvrstoći konstrukcijskog drveta pravougaonog poprečnog preseka-Deo 1: Opšti zahtevi).

Ovim standardom se utvrđuju zahtevi za vizuelno i mašinski klasirano konstrukcijsko drvo pravougaonog poprečnog preseka, obrađeno rezanjem, blanjanjem ili drugim metodama, sa minimalnim dimenzijama poprečnog preseka usklađenim sa SRPS EN 336.

Standard SRPS EN 336 utvrđuje dve klase dozvoljenih odstupanja od ciljnih veličina za konstrukcijsko drvo mekih i tvrdih vrsta. Takođe standardom se utvrđuje sadržaj vlage koji se koristi kao referentna tačka za merenje veličina, i daje srednje vrednosti za promene veličine usled promena sadržaja vlage. Standard se primenjuje na rezanu i okrajčanu građu sa paralelnim ivicama sa debljinom ili širinom u opsegu od 22 mm do 300 mm.

Klase čvrstoća i karakteristične vrednosti za lepljeno lamelirano drvo definisane su posebnim standardom SRPS EN 1194 (Drvene konstrukcije-Lepljeno lamelirano drvo-Klase čvrstoće i određivanje karakterističnih vrednosti). Ovaj standard utvrđuje sistem klasa čvrstoće za horizontalno lepljeno lamelirano konstrukcijsko drvo sa četiri ili više lamela. Definisan je broj klasa čvrstoće, sa datim karakterističnim čvrstoćama, svojstvima krutosti i zapreminskim masama. Ovaj standard je trenutno ograničen samo na lepljeno lamelirano drvo od mekog drveta.

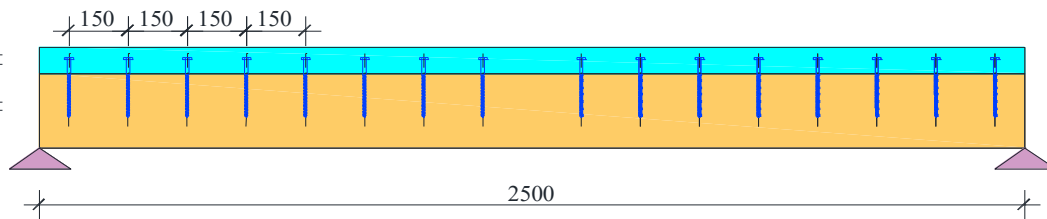
Karakteristične vrednosti mehaničkih čvrstoća za odgovarajuće klase lepljenog lameliranog drveta prikazane su u tabeli 5.1.2.1.

Tabela 5.1.2.1-Klase čvrstoća i karakteristične vrednosti mehaničkih svojstava za lepljeno lamelirano drvo prema SRPS EN 338.

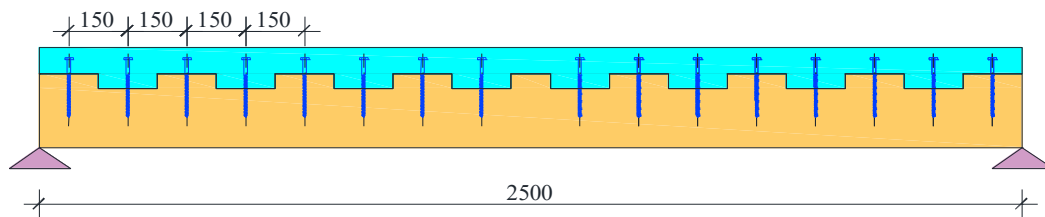
Lepljeno lamelirano drvo								
Klasa čvrstoće		GL24h	GL28k	GL28h	GL 32k	GL32h	GL 36k	GL 36h
Karakteristične čvrstoće [N/mm²]								
Savijanje	$f_{m,k}$	24	28	28	32	32	36	36
Zatezanje								
Paralelno vlaknima	$f_{t,0,k}$	16,5	16,5	19,5	19,5	22,5	22,5	26
Upravno na vlakna	$f_{t,90,k}$	0,45	0,40	0,45	0,45	0,45	0,50	0,6
Pritisak								
Paralelno vlaknima	$f_{c,0,k}$	24	24	26,5	26,5	29	29	31
Upravno na vlakna	$f_{c,90,k}$	2,7	2,7	3,0	3,0	3,3	3,3	3,6
Smicanje	$f_{v,k}$	2,7	2,7	3,2	3,2	3,8	3,8	4,3
Karakteristične krutosti [N/mm²]								
Modul elastičnosti								
Paralelno vlaknima	$E_{0,mean}^*$	11600	12600	12600	13700	13700	14700	14700
Upravno na vlakna	$E_{90,mean}^*$	390	390	420	420	460	460	490
Modul smicanja	G_{mean}	720	720	780	780	850	850	910
Zapreminska masa [kg/m³]								
Zapreminska masa	ρ_k	380	380	410	410	410	430	450
<p>Karakteristične vrednosti parametara $E_{0,05}$, $E_{90,05}$ and G_{05} mogu se sračunati kao:</p> $E_{0,05} = 5/6 E_{0,mean} \qquad E_{90,05} = 5/6 E_{90,mean} \qquad G_{05} = 5/6 G_{mean}$								

5.2. Proračun nosivosti spregnutih greda

Dve grede tipa drvo-beton, spregnute različitim spojnim sredstvima, određenih geometrijskih karakteristika (slike 5.2.1, 5.2.2 i 5.2.3), analizirane su, na osnovu izloženog koncepta elastičnog sprežanja, u trećem poglavlju ovoga rada, na osnovu eksperimentalno određenih vrednosti mehaničkih karakteristika materijala od kojih su one napravljene i parametara pomerljivosti spojnih sredstava korišćenih za sprežanje, određenih u četvrtom poglavlju. Ko što je već naznačeno, u prvom postupku sprežanja (**I tip sprežanja**) korišćen je zavrtanj prečnika $d=8\text{mm}$. Duž spoja drveta i betona zavrtnjevi su ugrađeni upravno na spojnu ravan drvenog i betonskog dela preseka na međusobnom rastojanju $s=150\text{mm}$. Drugi model grede kao sredstvo sprežanja koristi kombinaciju pomenutih zavrtnjeva i žlebova izvedenih u drvetu u širini jednakoj širini drvene grede (100mm), dubini od 35mm i dužini od 150mm. Žlebovi su izvedeni na osovinskom rastojanju od 300mm (**II tip sprežanja**).



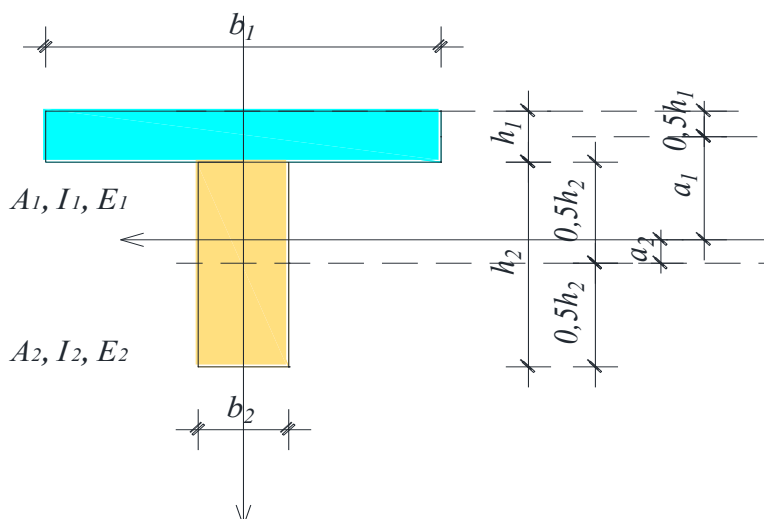
Slika 5.2.1 Spregnuta greda zavrtanjima (I tip sprežanja)



Slika 5.2.2 Spregnuta greda zavrtanjima i žlebovima određene geometrije (II tip sprežanja)

Geometrijske karakteristike poprečnog preseka spregnutih greda date su na slici. Drveni deo poprečnog preseka je dimenzija $b_2/h_2=10/20\text{cm}$, a betonski deo $b_1/h_1=30/7\text{cm}$

Mehaničke karakteristike betona i drveta, kao i parametri krutosti određeni su na osnovu eksperimentalno dobijenih vrednosti, procedurom definisanom u odgovarajućim standardima, što je detaljno opisano u poglavlju četvrtom. Treba naglasiti da su karakteristične vrednosti mehaničkih karakteristika sračunate kao 5%-tni fraktil takozvane „Studentove T-raspodele“, koja je primenjena imajući u vidu činjenicu da se nije raspolagalo velikim brojem uzoraka za ispitivanje.



Slika 5.2.3-Geometrijske karakteristike poprečnog preseka spregnutih greda

5.2.1 Mehaničke karakteristike elemenata spregnutih greda tipa drvo-beton

Ispitivanjem i utvrđivanjem mehaničkih karakteristika betona u skladu sa standardima SRPS ISO 4012:2000, SRPS ISO 6784:2000 i SRPS ISO 4108:2000, dobijene su sledeće vrednosti:

Tabela 5.2.1.1-Eksperimentalno dobijene vrednosti mehaničkih karakteristika upotrebljenog betona

Srednja vrednost čvrstoće pri pritisku	$f_{c, mean}$	[MPa]	43,66
Karakteristična vrednost	f_{ck}	[MPa]	37,23
Srednja vrednost modula elastičnosti	$E_{c, test, mean}$	[GPa]	30,67
Srednja vrednost modula elastičnosti	$E_{c, SEB-FIP, mean}$	[GPa]	35,14
Čvrstoća betona na zatezanje	f_{ct}	[MPa]	4,65

Na osnovu tabela 5.1.1.1 i 5.1.1.2, koje definišu klase čvrstoće betona u skladu sa ENV 206 i eksperimentalno dobijenih vrednosti datih u tabeli 5.2.1.1, može se zaključiti da je klasa betona koji je ugrađen u spregnute grede tipa drvo-beton prilikom njihove izrade i kasnije negovan u skladu sa odgovarajućim standardima, klasa **C 35/45**.

U računskoj analizi spregnutih greda serije „A“ (I tip sprezanja) i serije „B“ (II tip sprezanja), u skladu sa klasom čvrstoće ugrađenog betona biće korišćene sledeće vrednosti mehaničkih parametara:

$$f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2, \quad f_{ctm} = 3,2 \text{ /mm}^2, \quad E_{cm} = 33500 \text{ N/mm}^2;$$

$$C35/45, \text{ RH}=80\% \text{ i } 2Ac/u \approx 100 \Rightarrow \varphi_{\infty} = 1,6$$

Ispitivanjem i utvrđivanjem mehaničkih karakteristika drveta u skladu sa standardima SRBS EN 408, SRBS EN 26981 i ISO 3131, dobijene su sledeće vrednosti:

Tabela 5.2.1.1-Eksperimentalno dobijene vrednosti mehaničkih karakteristika upotrebljenog drveta

Čvrstoća drveta pri zatezanju paralelno vlaknima,	$f_{t,mean}$	$[N/mm^2]$	24,97
Karakteristična vrednost čvrstoća drveta pri zatezanju paralelno vlaknima	$f_{t,k}$	$[N/mm^2]$	13,39
Srednja vrednost čvrstoće drveta pri savijanju	$f_{m,mean}$	$[N/mm^2]$	35,80
Karakteristična vrednost čvrstoća drveta pri savijanju	$f_{m,k}$	$[N/mm^2]$	26,13
Srednja vrednost modula elastičnosti,	$E_{m,mean}$	$[N/mm^2]$	12315
Karakteristična vrednost modula elastičnosti,	$E_{m,k}$	$[N/mm^2]$	9240
Srednja zapreminska masa drveta,	ρ_m	$[kg/m^3]$	557
Karakteristična zapreminska masa drveta,	ρ_k	$[kg/m^3]$	415,74

Ako se iskoriste preporuke za utvrđivanje mehaničkih karakteristika lepljenog lameliranog drveta iz standarda SRBS EN 1194, date u Aneksu A, u tabeli A.1, a na osnovu rezultata dobijenih eksperimentalnim ispitivanjem u skladu sa SRBS EN 408, mogu se definisati, dovoljno tačne karakteristične i srednje vrednosti **mehaničkih čvrstoća i krutosti lepljenih lameliranih greda (LLD)** upotrebljenih za izradu spregnutih nosača, tabela 5.2.1.2.

Upotrebljeno lamelirano drvo se može svrstati u klasu GL24h.

Tabela 5.2.1.2- Karakteristične i srednje vrednosti mehaničkih čvrstoća i krutosti lepljenih lameliranih greda

Savijanje	$f_{m,g,k} = 7 + 1,15f_{t,0,k}$	$[N/mm^2]$	22,40
Zatezanje	$f_{t,0,g,k} = 5 + 0,8f_{t,0,k}$	$[N/mm^2]$	15,71
	$f_{t,90,g,k} = 0,2 + 0,015f_{t,0,k}$	$[N/mm^2]$	0,40
Pritisak	$f_{c,0,g,k} = 7,2f_{t,0,k}^{0,45}$	$[N/mm^2]$	23,14
	$f_{c,90,g,k} = 0,7f_{t,0,k}^{0,5}$	$[N/mm^2]$	2,56
Smicanje	$f_{v,g,k} = 0,32f_{t,0,k}^{0,8}$	$[N/mm^2]$	2,55
Modul elastičnosti	$E_{0,g,mean} = 1,05E_{m,mean}$	$[N/mm^2]$	12930
	$E_{0,g,05} = 0,85E_{m,mean}$	$[N/mm^2]$	10467
	$E_{90,g,mean} = 0,035E_{m,mean}$	$[N/mm^2]$	431
Modul smicanja	$G_{g,mean} = 0,065E_{m,mean}$	$[N/mm^2]$	800,475
Zapreminska masa	$\rho_{g,k} = 1,10\rho_k$	$[kg/m^3]$	457

Eksploataciona klasa 1, LLD: $k_{mod}=0,9$; $k_{def}=1,0$ (kratkotrajno dejstvo, EN14080)

Spojno sredstvo: zavrtanj, (EN 10080)

Eksploataciona klasa 1, prečnik, $d = 8 \text{ mm}$.

Efektivni razmak spojnih sredstava duž spoja drveta i betona:

$$s_{\text{eff}} = 0,75s_{\text{min}} + 0,25s_{\text{max}} = 15\text{cm} = 150\text{mm}$$

$$f_{u,k} = 500\text{N} / \text{mm}^2, \quad M_{y,k} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} = 0,3 \cdot 500 \cdot 8^{2,6} = 33429,14\text{Nmm},$$

$$f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01d) \rho_k = 0,082(1 - 0,01 \cdot 8) \cdot 457 = 34,47\text{N} / \text{mm}^2$$

Modul pomerljivosti prema EC 5, za I tip sprezanja:

$$K_{ser} = 2 \cdot \rho_k^{1,5} d / 23 = 2 \cdot 457^{1,5} \cdot 8 / 23 = 6796\text{N} / \text{mm} \quad (\text{GSU})$$

$$K_u = 2K_{ser} / 3 = 4531\text{N} / \text{mm} \quad (\text{GSN}).$$

Modul pomerljivosti prema eksperimentalnom postupku u skladu sa SRBS EN 26981:

$$K_{ser} = 5,81\text{kN} / \text{mm} = 5810\text{N} / \text{mm} \quad (\text{GSU})$$

$$K_u = 3,877\text{kN} / \text{mm} = 3877\text{N} / \text{mm} \quad (\text{GSN}).$$

Model pomerljivosti kombinacije zavrtanja i žleba (II tip sprezanja):

$$K_{ser} = 147,44\text{kN} / \text{mm} = 147440\text{N} / \text{mm} \quad (\text{GSU})$$

$$K_u = 137,69\text{kN} / \text{mm} = 137690\text{N} / \text{mm} \quad (\text{GSN}).$$

Računske vrednosti mehaničkih karakteristika elemenata spregnutog preseka prema EC 2, EC 4 i EC 5 su:

Beton klase čvrstoće C35/45:

$$f_{cd} = \frac{0,83 \cdot 0,85 f_{ck,cube}}{1,5} = 16,46\text{N} / \text{mm}^2$$

$$f_{ctmd} = \frac{0,85 f_{ctm}}{1,5} = 1,70\text{N} / \text{mm}^2$$

Lepljeno lamelirano drvo:

$$f_{m,g,d} = \frac{0,9 \cdot 22,4}{1,25} = 16,13\text{N} / \text{mm}^2$$

$$f_{t,0,g,d} = \frac{0,9 \cdot 15,71}{1,25} = 11,30\text{N} / \text{mm}^2$$

$$f_{v,g,d} = \frac{0,9 \cdot 2,55}{1,25} = 1,83\text{N} / \text{mm}^2$$

$$f_{c,0,g,d} = \frac{0,9 \cdot 23,14}{1,25} = 16,66\text{N} / \text{mm}^2$$

$$f_{c,90,g,d} = \frac{0,9 \cdot 2,56}{1,25} = 1,84\text{N} / \text{mm}^2$$

Nosivost zavrtnja M8 u odnosu na beton (EN 14555):

$$R_d = P_{Rd} = 0,29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck} \frac{E_{cm}}{\gamma_v}} = 0,29 \cdot 1,0 \cdot 8^2 \sqrt{35 \cdot \frac{33500}{1,25}} = 17975,43N = 17,97kN$$

gde je:

d prečnik zavrtnja,

f_{ck} karakteristična čvrstoća na pritisak betonske kocke ($f_{ck} = 1,5f_{cd}$),

γ_v parcijalni koeficijent sigurnosti za materijal ($\gamma_v = 1,25$),

E_{cm} srednja vrednost modula elastičnosti betona.

Nosivost zavrtnja na smicanje u vezi sa betonom (EN 14555):

$$R_d = P_{Rd} = 0,8f_u \frac{\pi d^2}{4\gamma_v} = 0,8 \cdot 500 \cdot \frac{3,14 \cdot 8^2}{4 \cdot 1,25} = 16076,8N = 16,08kN$$

Nosivost zavrtnja u vezi sa drvenom gredom:

$$R_k = 2,3\sqrt{M_{y,k} f_{h,2,k} d} = 2,3\sqrt{33429 \cdot 34,47 \cdot 8} = 6983,21N = 6,98kN$$

5.2.2 Proračun prema graničnom stanju nosivosti - I tip sprezanja

Računska analiza reprezentativne spregnute grede serije „A“ (I tip sprezanja) sprovedena je u skladu sa teorijom elastičnog sprezanja i na osnovu postupka definisanom u aneksu, Evrokoda 5. U nastavku su date detaljne procedure zasnovane na vrednostima modula pomerljivosti određenih eksperimentalnim i analitičkim metodama. Geometrijske i mehaničke karakteristike spregnutog poprečnog preseka prikazanog na slici 5.2.3:

$$A_1 = 21000mm^2$$

$$A_2 = 20000mm^2$$

$$I_1 = 8575000mm^4$$

$$I_2 = 6666666,67mm^4$$

$$E_1 = E_{cm} = 33500N/mm^2,$$

$$E_2 = E_{0,g,05} = 10467N/mm^2$$

$$K_u = K_{u,exp} = 3,877kN/mm = 3877N/mm$$

$$\gamma_{1,exp} = \left[1 + \pi^2 E_1 A_1 s_{eff} / \left(K_{u,exp} \ell \quad \left| + 3,14^2 \cdot 33500 \cdot 21000 \cdot 150 / (3877 \cdot 2500^2) \right) \right]^{-1} = 0,023$$

$$K_u = K_{u,EC5} = 4531N/mm$$

$$\gamma_{1,EC5} = \left[1 + \pi^2 E_1 A_1 s_{eff} / \left(K_{u,EC5} \ell \quad \left| + 3,14^2 \cdot 33500 \cdot 21000 \cdot 150 / (4531 \cdot 2500^2) \right) \right]^{-1} = 0,026$$

$$a_{2,\text{exp}} = \frac{\gamma_{1,\text{exp}} E_1 A_1 (h_1 + h_2)}{2 \sum_{i=1}^2 \gamma_i E_i A_i} = \frac{0,023 \cdot 33500 \cdot 21000 (70 + 200)}{2(0,023 \cdot 33500 \cdot 21000 + 1 \cdot 10467 \cdot 20000)} = 10,43 \text{ mm}$$

$$a_{2,EC5} = \frac{\gamma_{1,EC5} E_1 A_1 (h_1 + h_2)}{2 \sum_{i=1}^2 \gamma_i E_i A_i} = \frac{0,026 \cdot 33500 \cdot 21000 (70 + 200)}{2(0,026 \cdot 33500 \cdot 21000 + 1 \cdot 10467 \cdot 20000)} = 10,85 \text{ mm}$$

$$a_{1,\text{exp}} = 124,57 \text{ mm}, \quad a_{1,EC5} = 124,15.$$

$$(EI)_{\text{eff,exp}} = E_1 I_1 + \gamma_1 E_1 A_1 a_1^2 + E_2 I_2 + \gamma_2 E_2 A_2 a_2^2 = 33500 \cdot 8575000 \text{ Nmm}^2 + \\ + 0,023 \cdot 33500 \cdot 21000 \cdot 124,57^2 + 10467 \cdot 66666666,67 + \\ + 10467 \cdot 20000 \cdot 10,43^2 = 1,259 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

$$(EI)_{\text{ef,EC5}} = E_1 I_1 + \gamma_{1,EC5} E_1 A_1 a_1^2 + E_2 I_2 + \gamma_2 E_2 A_2 a_2^2 = 33500 \cdot 8575000 \text{ Nmm}^2 + \\ + 0,026 \cdot 33500 \cdot 21000 \cdot 124,15^2 + 10467 \cdot 66666666,67 + \\ + 10467 \cdot 20000 \cdot 10,85^2 = 1,292 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

Računske vrednosti odgovarajućih normalnih napona (experiment):

Betonski deo preseka:

$$\sigma_{c,1,d,\text{exp}} = \gamma_{1,\text{exp}} E_1 a_1 M_d / (EI)_{\text{ef,exp}} = \\ = 0,023 \cdot 33500 \cdot 124,57 \cdot M_d / 1,259 \cdot 10^{12} = 7,624 M_d \cdot 10^{-8} \text{ N / mm}^2$$

$$\sigma_{m,1,d,\text{exp}} = 0,5 E_1 h_1 M_d / (EI)_{\text{ef,exp}} = \\ = 0,5 \cdot 33500 \cdot 70 \cdot M_d / (EI)_{\text{ef,exp}} = 9,313 M_d \cdot 10^{-7} \text{ N / mm}^2 = 93,13 M_d \cdot 10^{-8} \text{ N / mm}^2$$

Ukupno stanje napona u betonu-gornja ivica preseka:

$$\sigma_{c,d,\text{exp}} = \sigma_{c,1,d,\text{exp}} + \sigma_{m,1,d,\text{exp}} = 7,624 \cdot 10^{-8} M_d + 93,13 \cdot 10^{-8} M_d = \\ = 100,754 \cdot 10^{-8} M_d \leq f_{cd} = 16,46 \text{ N / mm}^2 \Rightarrow q_{c,d,\text{exp}} = 20,91 \text{ kN / m} \Rightarrow F_{c,d,\text{exp}} = 52,28 \text{ kN}$$

Ukupno stanje napona u betonu-donja ivica preseka:

$$\sigma_{c,t,d,\text{exp}} = \sigma_{m,1,d,\text{exp}} - \sigma_{c,1,d,\text{exp}} = 93,13 \cdot 10^{-8} M_d - 7,624 \cdot 10^{-8} M_d = \\ = 85,51 \cdot 10^{-8} M_d < f_{ctmd} = 1,70 \text{ N / mm}^2 \Rightarrow q_{c,t,d,\text{exp}} = 2,54 \text{ kN / m} \Rightarrow F_{c,t,d,\text{exp}} = 6,36 \text{ kN}$$

Drveni deo preseka:

$$\sigma_{t,2,d,\text{exp}} = \gamma_2 E_2 a_{2,\text{exp}} M_d / (EI)_{\text{eff,exp}} = 10467 \cdot 10,43 M_d / 1,259 \cdot 10^{12} = 8,67 M_d \cdot 10^{-8} \text{ N / mm}^2$$

$$\sigma_{m,2,d,\text{exp}} = 0,5 E_2 h_2 M_d / (EI)_{\text{ef,exp}} = 10467 \cdot 100 \cdot M_d / 1,259 \cdot 10^{12} = 83,14 M_d \cdot 10^{-8} \text{ N / mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{t,2,d,\text{exp}}}{f_{t,0,g,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d,\text{exp}}}{f_{m,g,d}} = \frac{8,67 M_d \cdot 10^{-8}}{11,30} + \frac{83,14 M_d \cdot 10^{-8}}{16,13} \leq 1,0.$$

$$1079,33M_d \cdot 10^{-8} \leq 182,27 \Rightarrow q_{m,g,d,exp} = 21,62kN / m' \Rightarrow F_{m,g,d,exp} = 54,04kN$$

Računski napon smicanja u gredi:

$$\tau_{2,max,exp} = 0,5E_2h^2V_d / (EI)_{eff,exp} = 0,5 \cdot 10467 \cdot 200^2 \cdot V_d / (1,259 \cdot 10^{12}) \leq f_{v,g,d} = 1,83N / mm^2$$

$$\Rightarrow 20934 \cdot 10^4 V_d = 2,304 \cdot 10^{12} \Rightarrow q_{v,g,d,exp} = 8,81N / mm \Rightarrow F_{v,g,d,exp} = 22,01kN$$

Nosivost zavrtnja:

$$F_{1,d,exp} = \frac{\gamma_{1,exp} E_1 A_1 a_{1,exp} s_{min} V_d}{(EI)_{eff,exp}} \leq R_d = 6980kN \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \frac{0,023 \cdot 33500 \cdot 21000 \cdot 124,57 \cdot 150 \cdot V_d}{1,259 \cdot 10^{12}} = 6980N \Rightarrow q_{Rd,exp} = 23,25kN / m \Rightarrow F_{Rd,exp} = 58,13kN$$

Računske vrednosti odgovarajućih normalnih napona (EC5):

Betonski deo preseka:

$$\sigma_{c,1,d,EC5} = \gamma_{1,EC5} E_1 a_{1,EC5} M_d / (EI)_{eff,EC5} =$$

$$= 0,026 \cdot 33500 \cdot 124,15 \cdot M_d / 1,292 \cdot 10^{12} = 8,37M_d \cdot 10^{-8} N / mm^2$$

$$\sigma_{m,1,d,EC5} = 0,5E_1 h_1 M_d / (EI)_{eff,EC5} =$$

$$= 0,5 \cdot 33500 \cdot 70 \cdot M_d / (EI)_{eff,EC5} = 9,075M_d \cdot 10^{-7} N / mm^2 = 90,75M_d \cdot 10^{-8} N / mm^2$$

Ukupno stanje napona u betonu-gornja ivica preseka:

$$\sigma_{c,d,EC5} = \sigma_{c,1,d,EC5} + \sigma_{m,1,d,EC5} = 8,37 \cdot 10^{-8} M_d + 90,75 \cdot 10^{-8} M_d =$$

$$= 99,12 \cdot 10^{-8} M_d \leq f_{cd} = 16,46N / mm^2 \Rightarrow q_{c,d,EC5} = 21,25kN / m' \Rightarrow F_{c,d,EC5} = 53,13kN$$

Ukupno stanje napona u betonu-donja ivica preseka:

$$\sigma_{c,t,d,EC5} = \sigma_{m,1,d,EC5} - \sigma_{c,1,d,EC5} = 90,75 \cdot 10^{-8} M_d - 8,37 \cdot 10^{-8} M_d =$$

$$= 82,38 \cdot 10^{-8} M_d < f_{ctmd} = 1,70N / mm^2 \Rightarrow q_{c,t,d,EC5} = 2,64kN / m \Rightarrow F_{c,t,d,EC5} = 6,60kN.$$

Drveni deo preseka:

$$\sigma_{t,2,d,EC5} = \gamma_2 E_2 a_{2,EC5} M_d / (EI)_{eff,EC5} = 10467 \cdot 10,85M_d / 1,292 \cdot 10^{12} = 8,79M_d \cdot 10^{-8} N / mm^2$$

$$\sigma_{m,2,d,EC5} = 0,5E_2 h_2 M_d / (EI)_{eff,EC5} = 10467 \cdot 100 \cdot M_d / 1,292 \cdot 10^{12} = 81,01M_d \cdot 10^{-8} N / mm^2$$

$$\frac{\sigma_{t,2,d,EC5}}{f_{t,0,g,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d,EC5}}{f_{m,g,d}} = \frac{8,79M_d \cdot 10^{-8}}{11,30} + \frac{81,01M_d \cdot 10^{-8}}{16,13} \leq 1,0.$$

$$1057,19M_d \cdot 10^{-8} \leq 182,27 \Rightarrow q_{m,g,d,EC5} = 22,068kN / m' \Rightarrow F_{m,g,d,EC5} = 55,17kN$$

Računski napon smicanja u gredi:

$$\tau_{2,\max,EC5} = 0,5E_2h^2V_d / (EI)_{eff,EC5} = 0,5 \cdot 10467 \cdot 200^2 \cdot V_d / (1,292 \cdot 10^{12}) \leq f_{v,g,d} = 1,83N / mm^2$$

$$\Rightarrow q_{v,g,d,EC5} = 9,035N / mm \Rightarrow F_{v,g,d,EC5} = 22,58kN$$

Nosivost zavrtnja:

$$F_{1,d,EC5} = \frac{\gamma_{1,EC5}E_1A_1a_{1,EC5}S_{\min}V_d}{(EI)_{eff,exp}} \leq R_d = 6,98kN \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \frac{0,026 \cdot E_1 \cdot 21000 \cdot 124,15 \cdot 150 \cdot V_d}{1,292 \cdot 10^{12}} = R_d \Rightarrow q_{Rd,EC5} = 21,18kN / m \Rightarrow F_{Rd,EC5} = 52,95kN$$

5.2.3 Proračun prema graničnom stanju upotrebljivosti - I tip sprezanja

Geometrijske i mehaničke karakteristike spregnutog poprečnog preseka prikazanog na slici 5.2.3:

$$A_1 = 21000mm^2 \quad A_2 = 20000mm^2$$

$$I_1 = 8575000mm^4 \quad I_2 = 66666666,67mm^4$$

$$E_1 = E_{cm} = 33500N / mm^2, \quad E_2 = E_{0,mean} = 12930N / mm^2$$

$$K_{ser,exp} = 3,993kN / mm = 5810N / mm$$

$$K_{ser,EC5} = 6796N / mm$$

$$\gamma_{1,exp} = \left[1 + \pi^2 E_1 A_1 s_{eff} / \left(K_{ser,exp} \ell^2 + 3,14^2 \cdot 33500 \cdot 21000 \cdot 150 / (5810 \cdot 2500^2) \right) \right]^{-1} = 0,034$$

$$\gamma_{1,EC5} = \left[1 + \pi^2 E_1 A_1 s_{eff} / \left(K_{ser,EC5} \ell^2 + 3,14^2 \cdot 33500 \cdot 21000 \cdot 150 / (6796 \cdot 2500^2) \right) \right]^{-1} = 0,039$$

$$a_{2,exp} = \frac{\gamma_{1,exp} E_1 A_1 (h_1 + h_2)}{2 \sum_{i=1}^2 \gamma_i E_i A_i} = \frac{0,034 \cdot 33500 \cdot 21000 (70 + 200)}{2(0,034 \cdot 33500 \cdot 21000 + 1 \cdot 12930 \cdot 20000)} = 11,42mm$$

$$a_{2,EC5} = \frac{\gamma_{1,EC5} E_1 A_1 (h_1 + h_2)}{2 \sum_{i=1}^2 \gamma_i E_i A_i} = \frac{0,039 \cdot 33500 \cdot 21000 (70 + 200)}{2(0,039 \cdot 33500 \cdot 21000 + 1 \cdot 12930 \cdot 20000)} = 12,95mm$$

$$a_{1,exp} = 123,58mm, \quad a_{1,EC5} = 122,05.$$

$$(EI)_{eff,exp} = E_1 I_1 + \gamma_{1,exp} E_1 A_1 a_1^2 + E_2 I_2 + \gamma_2 E_2 A_2 a_2^2 = 33500 \cdot 8575000 Nmm^2 +$$

$$+ 0,034 \cdot 33500 \cdot 21000 \cdot 123,58^2 + 12930 \cdot 66666666,67 +$$

$$+ 12930 \cdot 20000 \cdot 11,42^2 = 1,548 \cdot 10^{12} Nmm^2$$

$$(EI)_{eff,EC5} = E_1 I_1 + \gamma_{1,EC5} E_1 A_1 a_1^2 + E_2 I_2 + \gamma_2 E_2 A_2 a_2^2 = 33500 \cdot 8575000 Nmm^2 + \\ + 0,039 \cdot 33500 \cdot 21000 \cdot 122,05^2 + 12930 \cdot 66666666,67 + \\ + 12930 \cdot 20000 \cdot 12,95^2 = 1,601 \cdot 10^{12} Nmm^2$$

Vrednost elastične deformacije (ugiba) (eksperiment):

$$u_{1,inst,exp} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{exp} \ell^4}{(EI)_{eff,exp}} = \frac{q \cdot 2500^4}{384 \cdot 1,548 \cdot 10^{12}} \leq \frac{l}{300} = 8,33mm \Rightarrow \\ \Rightarrow q_{u,inst,exp} = 25,35kN / m \Rightarrow F_{u,inst,exp} = 63,38kN.$$

Vrednost elastične deformacije (EC5):

$$u_{1,inst,EC5} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{EC5} \ell^4}{(EI)_{eff,exp}} = \frac{q \cdot 2500^4}{384 \cdot 1,601 \cdot 10^{12}} \leq \frac{l}{300} = 8,33mm \Rightarrow \\ \Rightarrow q_{u,inst,EC5} = 26,22kN / m \Rightarrow F_{u,inst,EC5} = 65,55kN.$$

5.2.4 Proračun prema graničnom stanju nosivosti - II tip spreznja

U drugom postupku spreznja primenjen je spojni sistem koji se sastoji od zavrtnjeva prečnika $d=8mm$ i žlebova od betona formiranih pogodnom obradom drvenog dela spregnutog preseka. Žlebovi su dubine $35mm$, širine $100mm$ i dužine od $150mm$. Osovinsko rastojanje samih žlebova je $300mm$. U osnovi, postupak proračuna nosivosti ovako kreirane spregnute grede je u svemu analogan prethodno pokazanom postupku. U literaturi ne postoje matematički izrazi za proračun modula pomerljivosti ovako kreirane veze. Modul pomerljivosti žlebne veze drveta i betona u kombinaciji za zavrtnjima, određen je u skladu sa eksperimentalnom procedurom i proračun nosivosti reprezentativne spregnute grede serije „B“ (II tip spreznja) iz iskorišćenja različitih naponsko-deformacijskih uslova, zasniva se na tim vrednostima. Geometrijske i mehaničke karakteristike spregnutog poprečnog preseka prikazanog na slici 5.2.3:

$$\begin{aligned} A_1 &= 21000mm^2 & A_2 &= 20000mm^2 \\ I_1 &= 8575000mm^4 & I_2 &= 66666666,67mm^4 \\ E_1 &= E_{cm} = 33500N / mm^2, & E_2 &= E_{0,g,05} = 10467N / mm^2 \\ K_{u,II} &= 137,69kN / mm = 137690N / mm & & \text{(GSN).} \end{aligned}$$

$$\gamma_{1,II} = \left[1 + \pi^2 E_1 A_1 s_{eff} / \left(K_{u,II} \ell^2 + 3,14^2 \cdot 33500 \cdot 21000 \cdot 300 / (137690 \cdot 2500^2) \right) \right]^{-1} = 0,292$$

$$a_{2,II} = \frac{\gamma_{1,II} E_1 A_1 (h_1 + h_2)}{2 \sum_{i=1}^2 \gamma_i E_i A_i} = \frac{0,292 \cdot 33500 \cdot 21000 (70 + 200)}{2(0,292 \cdot 33500 \cdot 21000 + 1 \cdot 10467 \cdot 20000)} = 66,86 \text{ mm}$$

$$a_{1,II} = 68,13 \text{ mm}.$$

$$(EI)_{eff,II} = E_1 I_1 + \gamma_{1,II} E_1 A_1 a_{1,II}^2 + E_2 I_2 + \gamma_2 E_2 A_2 a_{2,II}^2 = 33500 \cdot 8575000 \text{ Nmm}^2 + \\ + 0,292 \cdot 33500 \cdot 21000 \cdot 68,13^2 + 10467 \cdot 66666666,67 + \\ + 10467 \cdot 20000 \cdot 66,86^2 = 2,874 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

Računske vrednosti odgovarajućih normalnih napona:

Betonski deo preseka:

$$\sigma_{c,1,d,II} = \gamma_{1,II} E_1 a_{1,II} M_d / (EI)_{eff,II} = \\ = 0,292 \cdot 33500 \cdot 68,13 \cdot M_d / 2,874 \cdot 10^{12} = 2,32 M_d \cdot 10^{-7} \text{ N / mm}^2$$

$$\sigma_{m,1,d,II} = 0,5 E_1 h_1 M_d / (EI)_{eff,II} = 0,5 \cdot 33500 \cdot 70 \cdot M_d / (EI)_{eff,II} = 4,08 M_d \cdot 10^{-7} \text{ N / mm}^2$$

Ukupno stanje napona u betonu-gornja ivica preseka:

$$\sigma_{c,d,II} = \sigma_{c,1,d,II} + \sigma_{m,1,d,II} = 2,32 \cdot 10^{-7} M_d + 4,08 \cdot 10^{-7} M_d = \\ = 6,40 \cdot 10^{-7} M_d \leq f_{cd} = 16,46 \text{ N / mm}^2 \Rightarrow q_{c,d,II} = 32,92 \text{ kN / m} \Rightarrow F_{c,d,II} = 82,30 \text{ kN}$$

Ukupno stanje napona u betonu-donja ivica preseka:

$$\sigma_{c,t,d,II} = \sigma_{m,1,d,II} - \sigma_{c,1,d,II} = 2,32 \cdot 10^{-7} M_d - 4,08 \cdot 10^{-7} M_d = \\ = 1,76 \cdot 10^{-7} M_d < f_{ctmd} = 1,70 \text{ N / mm}^2 \Rightarrow q_{c,t,d,II} = 12,36 \text{ kN / m} \Rightarrow F_{c,t,d,II} = 30,91 \text{ kN}.$$

Drveni deo preseka:

$$\sigma_{t,2,d,II} = \gamma_2 E_2 a_{2,II} M_d / (EI)_{eff,II} = 10467 \cdot 66,86 M_d / 2,874 \cdot 10^{12} = 2,435 M_d \cdot 10^{-7} \text{ N / mm}^2$$

$$\sigma_{m,2,d,II} = 0,5 E_2 h_2 M_d / (EI)_{eff,II} = 10467 \cdot 100 \cdot M_d / 2,874 \cdot 10^{12} = 3,64 M_d \cdot 10^{-7} \text{ N / mm}^2,$$

$$\frac{\sigma_{t,2,d,II}}{f_{t,0,g,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d,II}}{f_{m,g,d}} = \frac{2,435 M_d \cdot 10^{-7}}{11,30} + \frac{3,64 M_d \cdot 10^{-7}}{16,13} \leq 1,0.$$

$$80,41 M_d \cdot 10^{-7} \leq 182,27 \Rightarrow q_{m,g,d,II} = 29,01 \text{ kN / m} \Rightarrow F_{m,g,d,II} = 72,53 \text{ kN}$$

Računski napon smicanja u gredi:

$$\tau_{2,max,II} = 0,5E_2h^2V_d / (EI)_{eff,II} = 0,5 \cdot 10467 \cdot 200^2 \cdot V_d / (2,874 \cdot 10^{12}) \leq f_{v,g,d} = 1,83N / mm^2$$

$$\Rightarrow q_{v,g,d,II} = 20,09N / mm \Rightarrow F_{v,g,d,II} = 50,24kN$$

Nosivost zavrtnja u kombinaciji za betonskim žlebom ojačanim dodatnim zavrtnjem:

$$F_{1,d,II} = \frac{\gamma_{1,II} E_1 A_1 a_{1,II} s_{min} V_d}{(EI)_{eff,II}} \leq R_{d,z} + R_{d,bz} = 6,980kN + 79,17kN = 86,15kN = R_d \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \frac{0,292 \cdot 33500 \cdot 21000 \cdot 68,13 \cdot 300 \cdot V_d}{2,874 \cdot 10^{12}} = R_d \Rightarrow q_{Rd,II} = 47,17kN / m \Rightarrow F_{Rd,II} = 117,94kN$$

5.2.5 Proračun prema graničnom stanju upotrebljivosti - II tip spreznaja

Geometrijske i mehaničke karakteristike spregnutog poprečnog preseka prikazanog na slici 5.2.3:

$$A_1 = 21000mm^2 \qquad A_2 = 20000mm^2$$

$$I_1 = 8575000mm^4 \qquad I_2 = 66666666,67mm^4$$

$$E_1 = E_{cm} = 33500N / mm^2, \qquad E_2 = E_{0,mean} = 12930N / mm^2$$

$$K_{ser,II} = 147,44kN / mm = 147440N / mm \qquad (GSU)$$

$$\gamma_{1,II} = \left[1 + \pi^2 E_1 A_1 s_{eff} / (K_{ser,II} \ell + 3,14^2 \cdot 33500 \cdot 21000 \cdot 300 / (147440 \cdot 2500^2)) \right]^{-1} = 0,307$$

$$a_{2,II} = \frac{\gamma_{1,II} E_1 A_1 (h_1 + h_2)}{2 \sum_{i=1}^2 \gamma_i E_i A_i} = \frac{0,307 \cdot 33500 \cdot 21000 (70 + 200)}{2(0,307 \cdot 33500 \cdot 21000 + 1 \cdot 12930 \cdot 20000)} = 61,44mm$$

$$a_{1,II} = 73,56mm.$$

$$(EI)_{eff,II} = E_1 I_1 + \gamma_{1,II} E_1 A_1 a_{1,II}^2 + E_2 I_2 + \gamma_2 E_2 A_2 a_{2,II}^2 = 33500 \cdot 8575000 Nmm^2 +$$

$$+ 0,307 \cdot 33500 \cdot 21000 \cdot 73,56^2 + 12930 \cdot 66666666,67 +$$

$$+ 12930 \cdot 20000 \cdot 61,44^2 = 3,29 \cdot 10^{12} Nmm^2$$

Vrednost elastične deformacije:

$$u_{1,inst,II} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{II} \ell^4}{(EI)_{eff,II}} = \frac{q_{II} \cdot 2500^4}{384 \cdot 3,29 \cdot 10^{12}} \leq \frac{l}{300} = 8,33mm \Rightarrow$$

$$\Rightarrow q_{u,inst,II} = 53,88kN / m \Rightarrow F_{u,inst,II} = 134,70kN$$

U sledećoj tabeli date su analitičke vrednosti nosivosti dveju, različitim metodama, spregnutih greda, određenih iz odgovarajućih uslova iskorišćenja računskih čvrstoća i deformacija, po konceptu graničnih stanja nosivosti i upotrebljivosti. Sračunate su odgovarajuće nosivosti u odnosu na granične vrednosti karakterističnih (računskih) čvrstoća na pritisak i zatezanje u betonskom delu preseka i na računsku čvrstoću na smicanje, savijanje i zatezanje paralelno vlaknima u drvenom delu spregnutog preseka.

Sagledan je i kapacitet spojnog sredstva i spojnog sistema u obe metode sprezanja.

Pomerljivost spojnog sredstva ili sistema u vezi drveta i betona karakteriše se određeno vrednošću modula pomerljivosti koja može analitički, dovoljno tačno, odrediti jednačinom iz EC5, za štapasta spojna sredstava. U literaturi se mogu naći rezultati eksperimentalnih ispitivanja različitih štapastih spojnih sredstava koji se ne poklapaju u dovoljnoj meri sa predloženim analitičkim izrazom, pa se vrednost modula pomerljivosti štapastih spojnih sredstava utvrđuje ispitivanjem po standardu EN 26891, kojim je definisana određena eksperimentalna procedura. Tako dobijene vrednosti korišćene su u proračunu kapaciteta prve metode sprezanja i upoređene sa postupkom po EC5. Modul pomerljivosti spojnog sistema korišćenog u tipu sprezanja II određen je eksperimentalnim putem jer se jedino tako i može odrediti.

Eksperimentalna verifikacija dobijenih rezultata kroz ispitivanje određenog broja greda do sloma uz praćenje i merenje niza parametara koji karakterišu mehaničko ponašanje spregnutih konstrukcija drvo beton data je u sledećem poglavlju.

Tabela 5.2.5.1–Uporedne vrednosti nosivosti, iz različitih naponsko-deformacijskih uslova, dveju, različitim postupcima, spregnutih greda

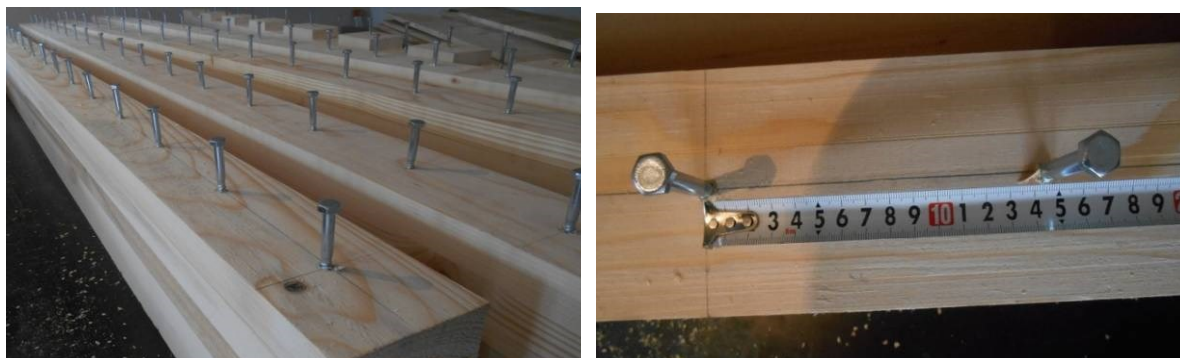
Uslov	I metoda sprezanja		II metoda sprezanja
	Eksperiment	EC5	
$\sigma_{c,d} \leq f_{cd}$	$F_{c,d,exp} = 52,28kN$	$F_{c,d,EC5} = 53,13kN$	$F_{c,d,II} = 82,30kN$
$\sigma_{c,t,d} \leq f_{ctmd}$	$F_{c,t,d,exp} = 6,36kN.$	$F_{c,t,d,EC5} = 6,60kN.$	$F_{c,t,d,II} = 30,91kN.$
$\frac{\sigma_{t,2,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,d}} \leq 1,0$	$F_{m,g,d,exp} = 54,04kN$	$F_{m,g,d,EC5} = 55,17kN$	$F_{m,g,d,II} = 72,53kN$
$\tau_{2,max} \leq f_{v,d}$	$F_{v,g,d,exp} = 22,01kN$	$F_{v,g,d,EC5} = 22,58kN$	$F_{v,g,d,II} = 50,24kN$
$F_{1,d} \leq R_d$	$F_{Rd,exp} = 58,13kN$	$F_{Rd,EC5} = 52,95kN$	$F_{Rd,II} = 117,94kN$
$u_{1,inst} \leq 8,33mm$	$F_{u,inst,exp} = 63,38kN$	$F_{u,inst,EC5} = 65,55kN$	$F_{u,inst,II} = 134,70kN$

6. EKSPERIMENTALNA ANALIZA SPREGNUTIH NOSAČA TIPA DRVO-BETON

6.1. Projektovanje modela spregnutih grednih nosača za eksperimentalna istraživanja

Za spregnute gredne nosače tipa drvo-beton, koji su testirani u laboratoriji za mehatroniku Mašinskog fakulteta u Nišu, projektovani su nosači na dva oslonca ("proste grede") ukupne dužine 2,60 m i osovinskog (statičkog) raspona 2,50m. Izabran je poprečni presek oblika "T", formiran sprezanjem rebra od lepljenog lameliranog drveta (smreka) i betonske ploče klase C35/45. Programom ispitivanja izabrane su dve serije od po tri grede u zavisnosti od načina ostvarenja veze (sprezanja) drveta i betona.

Prva serija greda (serija „A“) je napravljena sprezanjem na klasičan način (I tip spreznja), upotrebom mehaničkih štapastih spojnih sredstava, tipa zavrtnjeva, ugrađivanih na međusobnom rastojanju od 15 cm celom dužinom spoja drvenog i betonskog dela preseka. Zavrtnjevi su prečnika $\varnothing 8$ mm i dužine $l=150$ mm. Ugrađeni su utiskivanjem do dubine od 100 mm u drveno rebro (slika 6.1.1), pri čemu se preostalih 50 mm zaliva betonom i ostaje u betonskoj flanši.



Slika 6.1.1 Sistem za spreznje greda serije „A“: zavrtnjevi na rastojanju od 150mm.

Druga serija greda koja je testirana, (serija „B“) izrađena je spreznjem drveta i betona pomoću spojnog sistema nastalog kombinovanjem paralelopipednih žlebova zasečenih na 30cm osovinskog rastojanja po dužini spregnute grede i dodatnih zavrtnjeva (II tip spreznja). U sredini žleba ugrađivani su zavrtnjevi prečnika $\varnothing 8$ mm i dužine $l=180$ mm, a u drvenom delu grede, između žlebova, zavrtnjevi $\varnothing/l=8/150$ mm. Na taj način formiran je spojni sistem koji se sastoji od dva zavrtnja različite dužine i žleba dubine 35mm, dužine 150mm i širine jednake širini drvene grede, tj. 100mm. Praktično, zavrtnjevi su ponovo na međusobnom rastojanju od 150 mm, ali naizmenično učestvuju u prihvatanju sile smicanja u spojnoj ravni

drveta i betona, jedni direktno, a drugi u kombinaciji sa žlebom ispunjenim betonskom masom, (slika 6.1.2).



Slika 6.1.2 Sistem za sprezanje greda serije „B“: zavrtnanj + žleb ojačan zavrtnjem

Zavrtnjevi su ugrađivani u prethodno izbušene rupe prečnika za 10% manjeg od prečnika zavrtnja. Pre tog postupka, pri pokušaju ugradnje bez prethodno izbušenih rupa, uočen je lom zavrtnjeva prilikom ugradnje bez prethodno izbušenih rupa što je posledica visokog kvaliteta drveta od kojih su izrađeni lepljeni lamelirani nosači i niskog procenta vlažnosti u jedinici zapremine.

Oplata za izlivanje betona i izradu spregnutih grednih nosača postavljena je na prethodno pripremljenoj platformi podignutoj na pogodnu radnu visinu i oslonjena o betonski pod hale stabilnom i krutom konstrukcijom čelične cevaste skele (slika 6.1.3). Time je omogućeno puno sprezanje za uticaje sopstvene težine.



Slika 6.1.3 Platforma za izradu oplata spregnutih grednih nosača

Oplata je napravljena istovremeno za svih 12 nosača. Pre ulivanja betona u oplatu i preko drvenih grednih nosača u koje su prethodno po već opisanom rasporedu ugrađeni zavrtnjevi i napravljeni žlebovi određene geometrije, izvršeno je premazivanje gornjih površina drvenih greda i dna i stranica oplata betonske ploče bezbojnim lakom kako bi se sprečilo upijanje vode iz betona od strane drveta. Na ovaj način na minimum je svedena athezija na spoju betona i

drveta, odnosno smanjen je koeficijent trenja u spojnoj ravni drvenog i betonskog dela spregnutog preseka, čime je postignuto da najveći deo sile smicanja u spojnoj ravni preuzimaju spojna sredstva.



Slika 6.1.4 Oplate spregnutih grednih nosača pre betoniranja

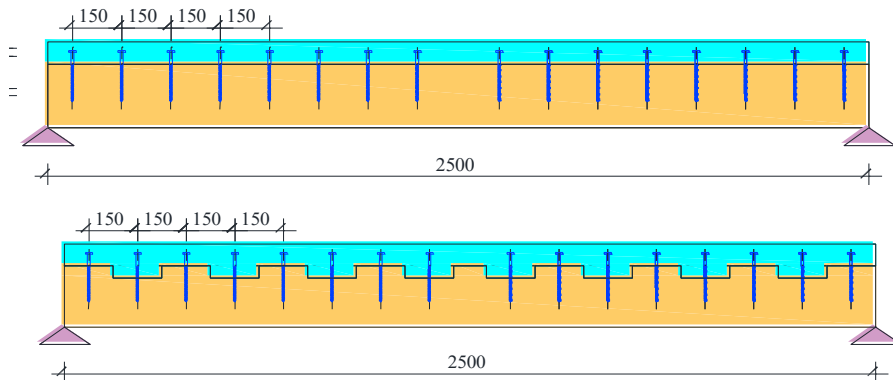
Betonski deo preseka je armiran mrežastom armaturom (Q131, MAR 500/560) koja je distancerima pozicionirana od donje ivice preseka (dna oplate) 20 mm. Beton je tokom ugradnje vibriran pervibratorom da bi se žlebovi kompaktno popunili. Vodilo se računa da ne dođe do segregacije betona zbog upotrebe pervibratora i činjenice da je betonska ploča svega 7cm debljine.



Slika 6.1.5 Ugradnja betona, distancirana armatura

Neophodnost eksperimentalne analize proističe iz činjenice da, sa jedne strane, kod nas ne postoji dovoljna usaglašenost standarda za kvalitet drvene građe, a sa druge strane da su analitički izrazi (EC5) neusaglašeni sa kvalitetom materijala. Eksperimentalnom analizom bi se uspostavila korelacija rezultata, u analitičkom, numeričkom i eksperimentalnom smislu i omogućili precizniji zaključci istraživanja. Eksperimentalna ispitivanja elasto-mehaničkih svojstava drveta i betona ugrađenih u gredne modele, kao i ispitivanje pomerljivosti primenjenih veza, detaljno je opisano u Poglavlju 4. Ova laboratorijska ispitivanja, kao i njihova analitička potvrda prikazana u Poglavlju 5, sprovedena su sa ciljem dobijanja što tačnijih ulaznih podataka za formulaciju

numeričkih modela dva gredna sistema sa različitim sistemom sprezanja. Ispitivanja i utvrđivanja potrebnih mehaničkih parametara izvedena su u laboratorijama Građevinsko-arhitektonskog i Mašinskog fakulteta u Nišu. Finalna geometrija ispitivanih grednih nosača serija „A” i „B” i raspored spojnih sredstava (sistema), dati su na slici 6.1.6.



Slika 6.1.6 Geometrijske karakteristike spregnutih greda tipa A i tipa B i raspored spojnih sredstava

6.2 Postavka eksperimenta i program ispitivanja projektovanih tipova spregnutih nosača

Ispitivanja ponašanja spregnutih greda serija „A” i „B” pod kratkotrajnim probnim opterećenjem do loma izvedena su u laboratorijama Građevinsko-arhitektonskog i Mašinskog fakulteta u Nišu. Test mašinom laboratorije za mehatroniku MF Niš i korišćenjem merne opreme Laboratorije za ispitivanje konstrukcija GAF Niš, uz angažovanje stručnog kadra iste Laboratorije, ispitano je šest spregnutih greda tipa drvo-beton.



Slika 6.2.1. Eksperimentalna postavka spregnute grede serije „B”,

6.2.1 Procedura nanošenja opterećenja

Opterećenje je nanošeno hidrauličnim uređajem, pri čemu je sila sa klipa test mašine prenešena na nosač u vidu dve koncentrisane sile, koje deluju u trećinama raspona, na osovin-skom ramaku od 833mm. Ovakva konfiguracija nanošenja opterećenja poznata je pod nazivom „*four point load*“. Za prenos opterećenja od hidrauličnog klipa iskorišćena je čelična šina dužine 1m, a unošenje opterećenja u AB nosač ostvareno je preko čeličnih ploča širine 100mm i dužine 300mm i čeličnih valjaka prečnika Ø30mm postavljenih između njih. Oslanjanje grednog nosača ostvareno je preko čeličnih kontaktnih ploča istih geometrijskih karakteristika i specijalno obliko-vanih čeličnih dodataka neophodnih za obezbeđenje pravilnog prostornog položaja greda „T“ poprečnog preseka. Oslonci funkcionišu kao pokretno i nepokretno ležište proste grede. Nano-šenje opterećenja imalo je „*vremenski mod*“, tj. konstantan priraštaj ugiba u funkciji vremena, sve do loma. Brzina nanošenja opterećenja iznosila je 1mm/min.

6.2.2 Merenja, merna oprema i oprema za prikupljanje i obradu podataka

Tokom nanošenja opterećenja praćene su globalne i lokalne deformacije nosača (ugibi i dilatacije). Globalna pomeranja merena su preko ugiba u sredini raspona uz analizu vertikalnog pomeranja oslonaca. Praćena su i relativna horizontalna pomeranja u spoju drvenog i betonskog dela preseka u zoni oslonaca tj. u zoni žleba najbližeg levom osloncu. Lokalne deformacije (dilatacije) u drvetu i betonu praćene su u karakterističnim tačkama preseka na polovini raspona. Merene su dilatacije u gornjem i donjem ivičnom vlaknu i po visini drvenog dela grede, kao i donjem i gornjem vlaknu betonskog dela preseka. Osim toga merene su i dilatacije ϵ_0 , ϵ_{120} ϵ_{-120} , u blizini oslonca radi analize naponskog stanja smicanja. Vizuelno je praćena i meračem prslina merena pojava i razvoj prslina u betonu i drvetu. Sve vizuelne promene u ponašanju greda tokom ispitivanja evidentirane su foto dokumentacijom i jednim delom, video snimcima.

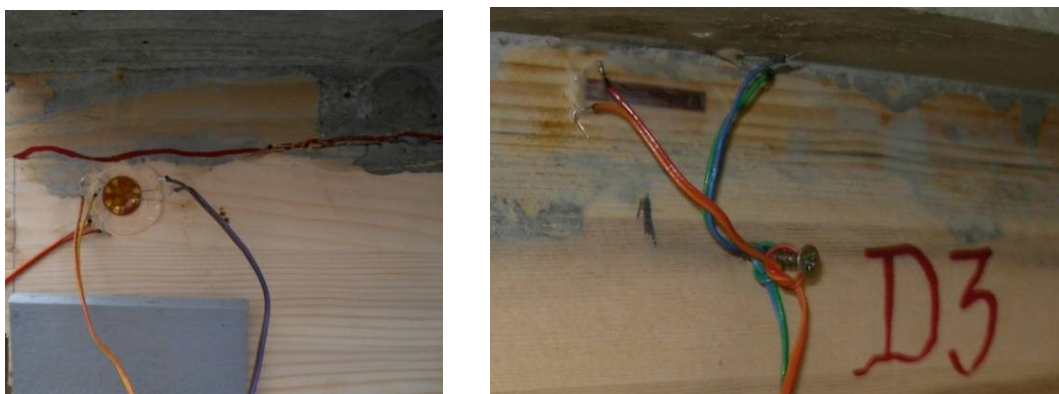
6.2.2.1 Merna oprema

Globalne deformacije nosača (pomeranja) praćene su: induktivnim pretvaračima pome-ranja (*LVDT-linear variable displacement transducers*) W50 za merenje ugiba u polovini raspona i nad osloncima. LVDT je korišćen i za registrovanje horizontalnih pomeranja u spoju drveta i betona.

Merenje dilatacija u odgovarajućim zonama betonskog i drvnog dela preseka u sredini raspona, kao i u zoni oslonca vršeno je elektrootpornim ekstenzometrima, poznatijim pod na-

zivom „merne trake“-MT („*strain gauge*“). Za ova eksperimentalna istraživanja korišćene su merne trake proizvodnje „*Hottinger*“, električnog otpora 120Ω sa dužinom baze od 30mm i 50mm i one su direktno lepljene na površinu betona i drveta dvokomponentnim lepkom X60.

Na slici 6.2.2.1 prikazan je položaj zalepljenih mernih traka na drvene i betonske površine spregnutih elemenata u oslonačkoj i srednjoj zoni nosača, a na slici 6.2.2.2, položaj dilatometra. Za merenje vrednosti nanešenog opterećenja korišćen je elektronski dinamometar (HBM U2A) mernog opsega do 1000 kN i tačnosti 0,5%.



Slika 6.2.2.1 Položaj rozeta i mernih traka u oslonačkoj i srednjoj zoni nosača u gornjem vlaknu drveta i donjem vlaknu betona



Slika 6.2.2.2 Položaj dilatometra u oslonačkoj i srednjoj zoni nosača

Tabela 6.2.2.1 Korišćeni instrumenti

Oznaka instrumenta	Naziv instrumenta	Vrsta instrumenta	Dužina baze (opseg) merenja	Namena
LVDT	Induktivni pretvarač	elektronski	20mm; 50mm	merenje pomeranja
MT	Merne trake	elektronski	30mm, 50mm	merenje dilatacije
D	Dilatometer	elektronski	100mm, 200mm	merenje pomeranja
DIN	Dinamometar	elektronski	0-1000 kN	merenje sile

Za snimanje signala sa pretvarača za prevođenje mehaničkih veličina u električne, tj. merenje pomeranja i ugiba i lokalnih deformacija (dilatacija) korišćena je elektronska merna oprema nemačkog proizvođača „Hottinger“ (HBM), višekanalni merno-akvizicijski sistemi MGC-plus i SPIDER 8, slika 6.2.2.3.

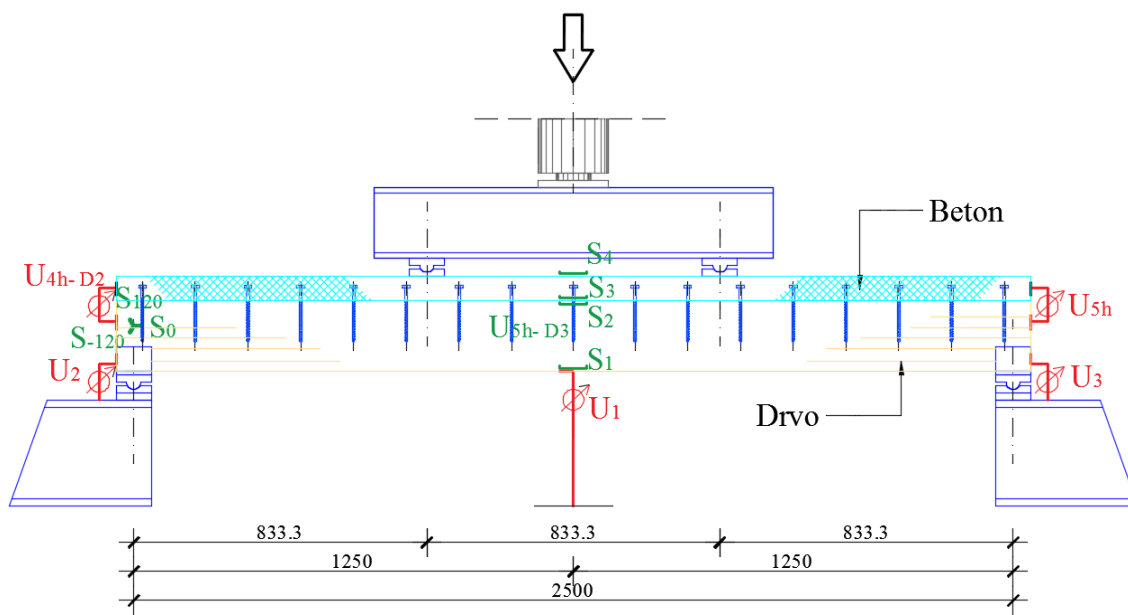


Slika 6.2.2.3 Višekanalni merno-akvizicijski sistemi MGC-plus i SPIDER 8 povezani na PC

6.3 Rezultati ispitivanja spregnutih nosača serije „A“

6.3.1 Ponašanje nosača serije „A“, pod probnim opterećenjem

Na slici 6.3.1 dat je grafički prikaz konfiguracije eksperimentalne procedure spregnutog nosača tipa drvo-beton serije „A“ (oznaka BF-i) sa oznakama instrumenata i rasporedom mernih mesta. U tabeli 6.3.1 dat je detaljan opis mernih mesta u skladu sa slikom 6.3.1.



Slika 6.3.1 Model spregnute grede tipa BF, dispozicija opterećenja, raspored mernih mesta

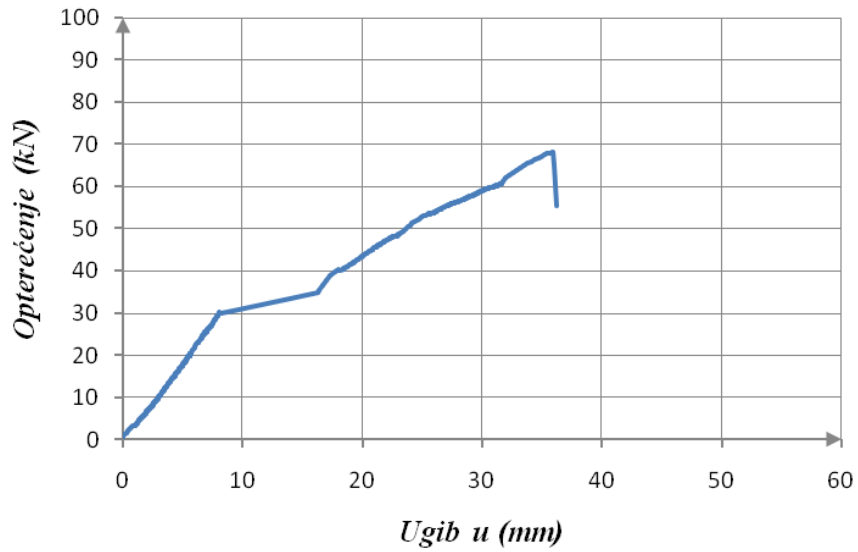
Tabela 6.3.1 Raspored i opis mernih mesta za grede BF-i

Grede BF-1, BF-2, BF-3		
Merno mesto	Opis mernog mesta	Merna veličina
S1	Drvo dole (sredina raspona)	Dilatacija
S2	Drvo gore (sredina raspona)	Dilatacija
S3	Beton dole (sredina raspona)	Dilatacija
S4	Beton gore (sredina raspona)	Dilatacija
S₀	Levi oslonac	Dilatacija
S₁₂₀	Levi oslonac	Dilatacija
S₋₁₂₀	Levi oslonac	Dilatacija
U1	Ugib u sredini raspona	Pomeranje
U2	Vertikalno pomeranje levog oslonca	Pomeranje
U3	Vertikalno pomeranje desnog oslonca	Pomeranje
U5h	Horizontalno pomeranje između betona i drveta-desni oslonac	Pomeranje
U5h- D3	Sredina visine preseka drvenog dela (BF 2-baza 100mm)	Dilatacija
DIN	Dinamometar	Sila

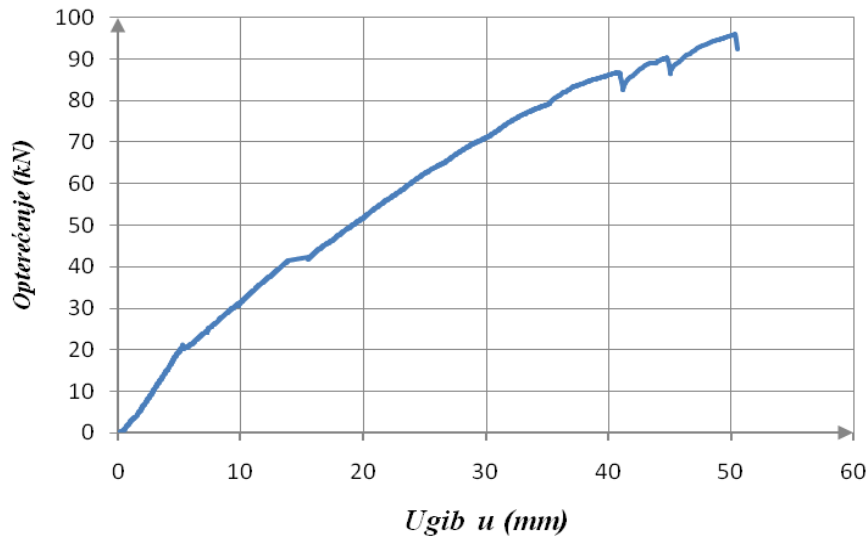
6.3.2 Dijagrami opterećenje–ugib (F-u) nosača serije „A”

Na slikama (6.3.2.1)-(6.3.2.3) prikazana je veza opterećenja i ugiba u sredini spregnutih greda serije „A”. Kod uzorka BF-1, kao prvoispitivanog uzorka, napravljen je prekid u opterećivanju u trenutku prvog popuštanja spojnih sredstava, da bi se kasnije nastavilo sa opterećenjem sve do eksplicitnog loma. Rezultat ove situacije je oblik dijagrama sa koga se može uočiti diskontinuitet na krivoj F-u (opterećenje–ugib). Prilikom otkaza došlo je do loma drveta usled prekoračenja napona zatezanja u polovini raspona i do razvoja prslina na bočnim ivicama u donjoj zoni betonske ploče. Popuštanje spojnih sredstava (zavrtnjeva), usled prekoračenja napona pritiska po omotaču rupe u drvetu i napona savijanja samog zavrtnja predstavlja još jedan prilog kompletnoj slici loma ispitivanih uzoraka serije „A”. U zoni oslonca došlo je do pomeranja u spojnoj ravni drvenog i betonskog dela nosača veličine od 4-4,5mm, što je direktna posledica prekoračenja navedenih naprezanja.

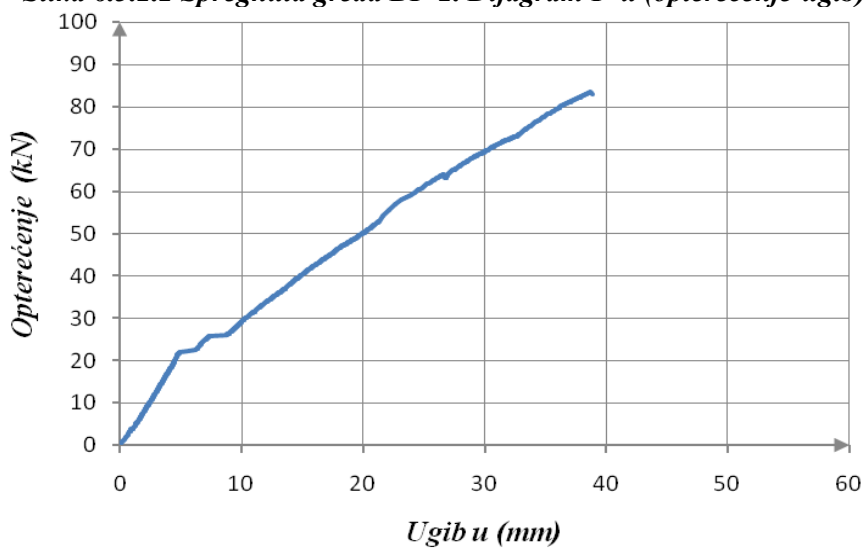
U trenutku loma, grede serije „A” imale su ugib u sredini raspona u opsegu od 35,73-44,74mm, što je L/70-L/55,87 (L-raspon greda) sa koeficijentom varijacije od 11.3%. Uprkos određenim nepravilnostima funkcija koje definišu vezu opterećenje-ugib može se zaključiti da je taj odnos približno linearan do trenutka loma uzoraka i da je potvrda linearno-elastičnog ponašanja spregnutih greda tipa drvo-beton ove serije.



Slika 6.3.2.1 Spregnuta greda BF-1. Dijagram F-u (opterećenje-ugib)

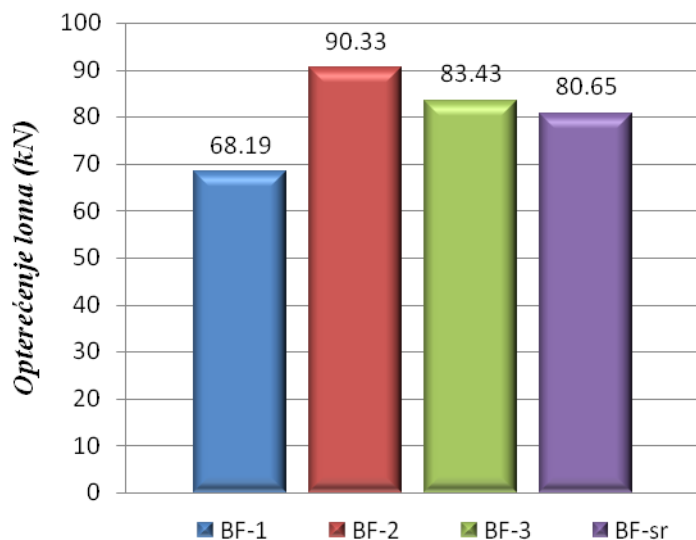


Slika 6.3.2.2 Spregnuta greda BF-2. Dijagram F-u (opterećenje-ugib)



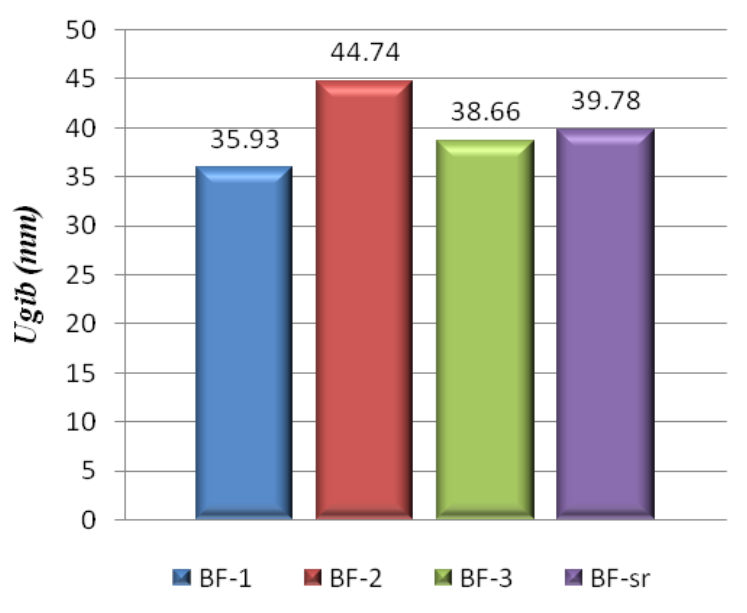
Slika 6.3.2.3 Spregnuta greda BF-3. Dijagram F-u (opterećenje-ugib)

Na slici 6.3.2.4, u preglednijoj formi, dat je prikaz intenziteta opterećenja, koje je izazivalo lom spregnutih nosača serije „A” (BF-1, BF-2, BF-3). Na osnovu dobijenih rezultata sračunata je srednja vrednost sile loma za ovu seriju (BF-sr).



Slika 6.3.2.4 Opterećenje loma spregnutih greda serije „A”.

Na slici 6.3.2.5, dat je prikaz maksimalnih ugiba dostignutih u trenutku loma spregnutih greda serije „A” (BF-1, BF-2, BF-3). Na osnovu izmerenih vrednosti sračunata je srednja vrednost maksimalnih ugiba dostignutih u sredini raspona ove serije greda (BF-sr).



Slika 6.3.2.5 Maksimalne vrednosti ugiba, u sredini raspona, spregnutih greda serije „A”.

6.3.3 Načini otkaza (oblici loma) nosača serije „A”

Spregnuti nosači serije „A” (BF-1, BF-2, BF-3), tokom opterećenja do loma pokazali su linearno-elastično ponašanje što se jasno vidi sa dijagrama opterećenje-ugib koji su dati za svaki spregnuti nosač posebno na slikama 6.3.1-6.3.3.

Lom (*Otkaz - failure*) gotovo svih nosača nastao je usled početnog loma u zategnutom delu lameliranog drvenog nosača, u srednjoj trećini raspona sa maksimalnim momentima savijanja. Lom nastaje iznenada, praćen glasnim i naglim pucanjem drveta, što je karakteristično za ponašanje drveta pri lomu zatezanjem usled savijanja. Do loma je uvek dolazilo u delu drvenog nosača koji se karakteriše greškama u drvetu (čvorovi, daščani element za lameliranje izrezan nepravilno tako da se vlakna ne pružaju paralelno podužnom pravcu).

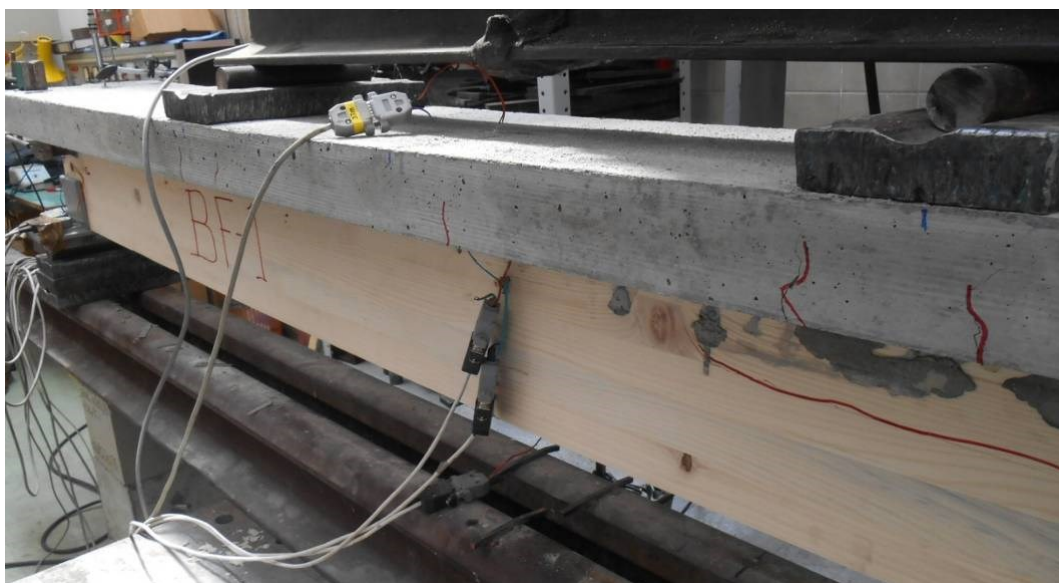
Karakteristično je da se posle formiranja početne prsline, pojavljuju horizontalne pukotine u visini neutralne linije nosača, a sa povećanjem opterećenja one se pružaju sve do oslonca. Ovo je, između ostalog, posledica malog raspona ispitivanih nosača. Ujedno ovo ukazuje na činjenicu da nosivost ispitivanih greda serije „A” biva potpuno iskorišćena dostizanjem graničnih vrednosti napona smicanja. Ovaj zaključak teorijski je potvrđen analitičkim postupkom u poglavlju 5. Potvrda ovake tvrdnje je i ponašanje jednog od nosača (BF-2), kod koga je do loma došlo u zoni oslonca horizontalnim smicanjem na polovini visine drvenog dela nosača u dužini od 10 mm. Ovaj otkaz desio se u drvenom nosaču izvan lepljenog spoja lamela.

Pre loma u drvenom delu nosača uočena je pojava prsline u zategnutom donjem delu preseka betona i to u zoni ispod nanešenog opterećenja u trećinama raspona grede, ali i u polovini raspona grede, slika 6.3.3.1. Razvoj prsline je očigledan, ali je njihov otvor ispod kriterijuma za dozvoljenu širinu prsline ($a \leq 0,3 \text{ mm}$). Ni u jednom od ispitivanih nosača nema tragova plastifikacije (mrvljenja) u pritisutoj zoni betonskog dela preseka. Do otkaza betonskog dela preseka pri nanošenju opterećenja nije došlo, a prve prsline uočene su neposredno pred lom u drvetu, kada su deformacije (ugib) nosača dostigle značajnu vrednost.

Na slici 6.3.3.2, koja pokazuje izgled grede BF-2 nakon loma, pri maksimalnom ugibu u sredini raspona od 44,74mm i lomu usled prekoračenja čvrstoće na zatezanje i smicanje drveta jasno izraženom pucanjem drveta u sredini raspona i razvojem pukotine po celoj dužini nosača u ravni bliskoj neutralnoj ravni spregnutog preseka, veoma su skromne naznake pojave prsline u donjoj zoni betonskog dela spregnutog preseka, što govori o određenom nivou ostvarenog efekta sprezanja, odnosno sadejstvu spojnih sredstava, betonskog i drvenog dela poprečnog preseka. Ni u jednom od ispitivanih nosača nema tragova plastifikacije u pritisutoj zoni lepljenog lameliranog drveta.

Treba napomenuti da plastifikacije u drvetu ipak ima i da se ona javlja usled prekoračenja čvrstoće drveta na pritisak upravo na vlakna u zonama oslonaca spregnutih greda. S obzirom na oblik poprečnog preseka spregnutih nosača i male širine drvenog dela preseka kao i male dužine oslanjanja krajeva greda preko specijalno oblikovanih čeličnih elemenata dužine 10cm, pri nanošenju opterećenja u koracima pred slom greda, uočena su nagnječenja drveta u zonama oslanjanja veličine, 2-3 mm.

Na narednim slikama prikazani su svi nosači serije „A“ sa jasno označenim razvojem podužnih, horizontalnih pukotina u drvenom delu nosača i razvojem prslina u srednjoj trećini betonske ploče (zoni maksimalnih momenata savijanja).



Slika 6.3.3.1 Lom grede BF-1, razvoj prslina u betonu i pukotina u drvetu



Slika 6.3.3.2 Lom grede BF-2, razvoj prslina u betonu i pukotina u drvetu



Slika 6.3.3.3 Lom grede BF-3, razvoj prslina u betonu i pukotina u drvetu

Prikaz eksperimentalnih rezultata za sve grede serije „A“ dat je u tabeli 6.3.4.1. U funkciji maksimalnog opterećenja (opterećenja loma) date su odogovarajuće maksimalne vrednosti sila u karakterističnim presecima (M_{max} , T_{max}), veličina maksimalnog elastičnog ugiba, kao i odgovarajuća horizontalna pomeranja u spoju drvenog i betonskog dela preseka u trenutku loma. Odgovarajuće vrednosti za opterećenja (F_{max}), ugibe i horizontalna pomeranja očitana su iz eksperimentalno dobijenih datoteka, a vrednosti momenta savijanja u trenutku loma (M_{max}) i transverzalne sile u trenutku loma (T_{max}) sračunate su iz analitičkog izraza za prostu gredu opterećenu sa dve koncentrisane sile u trećinama raspona:

$$M_{max} = \frac{F_{max} \cdot l}{6} \quad (6.3.3.1)$$

U ovom izrazu F_{max} predstavlja opterećenje u trenutku loma nanešeno presom preko dinamometra, a l raspon spregnute grede.

Srednja vrednost opterećenja pri slomu za uzorke serije „A“ bila je 80,65kN sa koeficijentom varijacije od 14%. Velika razlika u opterećenju pri slomu uzoraka BF-1 i BF-2 ukazuje na veliku varijabilnost u čvrstoći lepljenog lameliranog drveta koje je korišćeno pri izradi spregnutih nosača i napred pomenutu činjenicu koja se odnosi na raniju procenu loma uzorka BF-1, tj. raniji zapis rezultata. Imajući u vidu prirodu drveta, ovakvo ponašanje se može smatrati očekivanim u ovoj eksperimentalnoj proceduri. Treba naglasiti da je pre početka ispitivanja vizuelno uočena razlika u kvalitetu lamela drvenog dela ova dva uzorka serije „A“.

U realnim konstrukcijama koje moraju zadovoljiti određene uslove nosivosti i upotrebljivosti, proračunska procedura zasnovana na karakterističnim vrednostima čvrstoća određenim na osnovu 5%-nog fraktila normalne raspodele eksperimentalno dobijenih rezultata i parcijalnim koeficijentima sigurnosti, garantuje njihovu ispunjenost.

6.3.4 Krutost nosača serije „A”

Krutost nosača je izračunata za njihovo linearno-elastično ponašanje. Za svaki uzorak i odgovarajuću funkciju opterećenje-ugib, oblast između $0,1F_{max}$ i $0,4F_{max}$ analizirana je za izračunavanje pravolinijskog dela krive. Na osnovu izraza za proračun ugiba u sredini proste grede opterećene sa dve koncentrisane sile u trećinama raspona krutost na savijanje EI može se izračunati kao:

$$EI = \frac{23}{1296} \frac{(F_2 - F_1) \cdot l^3}{(w_2 - w_1)} \quad (6.3.4.1)$$

U ovoj jednačini, članovi imaju sledeća značenja:

F_1 opterećenje koje odgovara vrednosti $0,1F_{max}$,

F_2 opterećenje koje odgovara vrednosti $0,4F_{max}$,

w_1 vrednost ugiba izmerena za nivo opterećenja $0,1F_{max}$,

w_2 vrednost ugiba izmerena za nivo opterećenja $0,4F_{max}$,

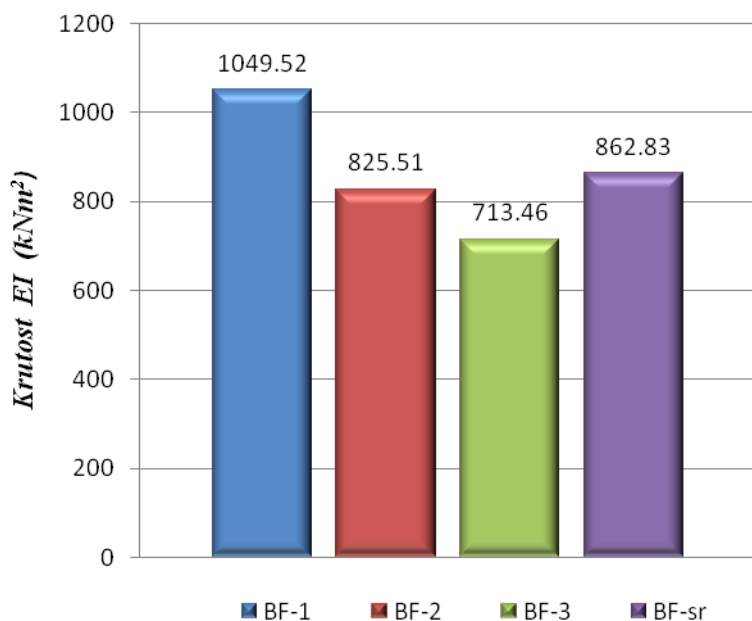
l raspon nosača.

Vrednosti krutosti na savijanje svih uzoraka serije „A” prikazani su u tabeli 6.3.4.1.

Tabela 6.3.4.1 Rezultati eksperimentalnog ispitivanja spregnutih nosača tipa „A”

Uzorak	F_{max} [kN]	M_{max} [kNm]	T_{max} [kN]	$U1_{max}$ [mm]	U4h [mm]	U5h-D3 [mm]	EI [kNm ²]
BF-1	68,19	28,41	85,23	35,93	4,27	0,01	1049,52
BF-2	90,33	37,63	112,91	44,74	4,095	0,05	825,51
BF-3	83,43	34,76	104,28	38,66	4,095	0,002	713,46
Sr. vred.	80,65	33,60	100,81	39,78	4,15	0,0207	862,83
St. devijacija	11,33	4,72	14,16	4,51	0,10	0,0257	141,11
Karakt.vred.	42,45	17,69	53,05	24,57	3,81	-0,066	285,89
Koef.var. (%)	14,0	14,0	14,0	11,3	2,4	1,244	19,8

Na slici 6.3.4.1, dat je prikaz krutosti nosača (EI) spregnutih greda serije „A” (BF-1, BF-2, BF-3), sračunatih za njihovo linearno-elastično ponašanje. Na osnovu sračunatih vrednosti krutosti pojedinih uzoraka serije „A”, sračunata je srednja vrednost krutosti ove serije greda (BF-sr).



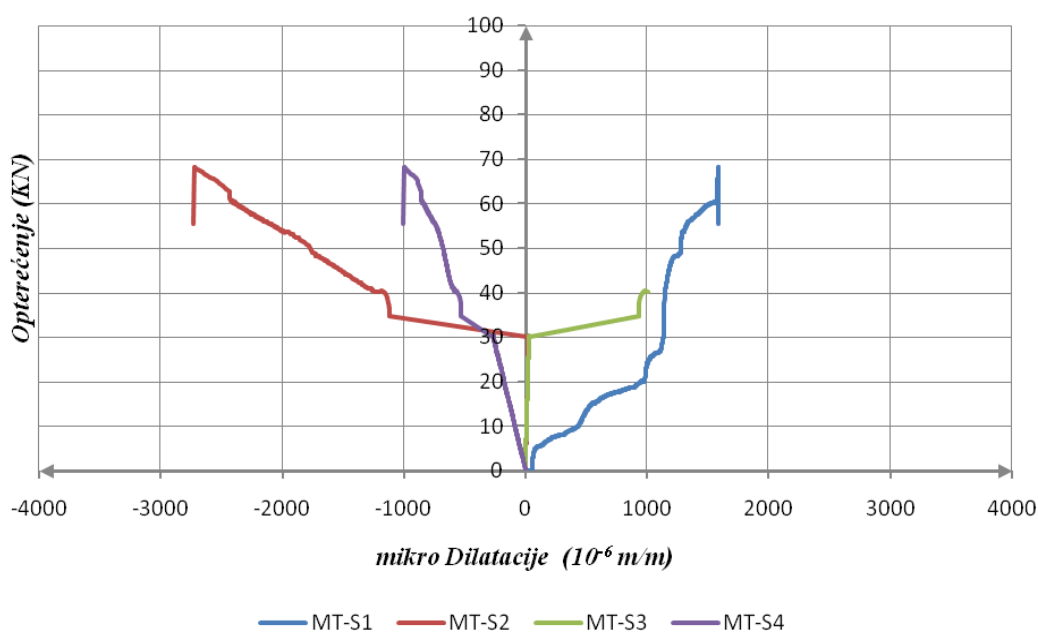
Slika 6.3.4.1 Krutost (EI) spregnutih greda serije „A”

6.3.5 Raspodela dilatacija u ivičnim vlaknima nosača serije „A”

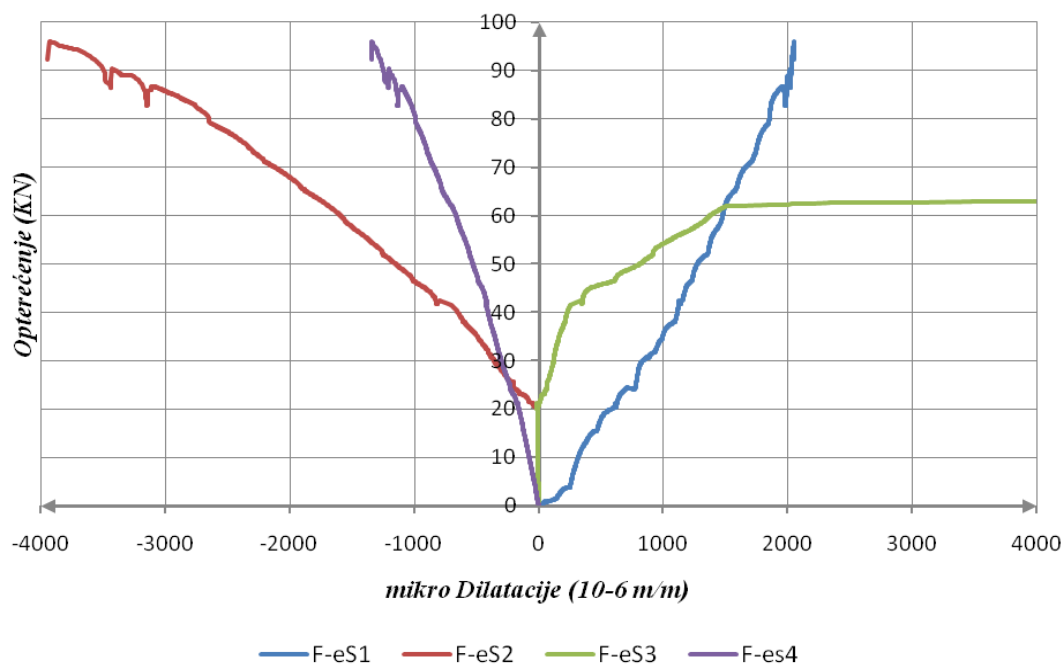
Tok promene naponskog stanja tokom nanošenja opterećenja praćen je merenjem dilatacija u sredini raspona, u ivičnim zonama betonskog i drvenog dela spregnutog preseka i u polovini visine drvenog dela poprečnog preseka u zoni levog oslonca. Raspored mernih mesta, (pozicija mernih traka) dat je na slici 6.3.1, a njihov detaljan opis u tabeli 6.3.1. Sve dilatacije su merene od početka do kraja ispitivanja svih greda i treba naglasiti da je u nekoliko mernih tačaka kontinuitet merenja u završnim koracima nanošenja priraštaja opterećenja, prekinut. Razlog za otkaz tih mernih mesta objašnjava se pucanjem drveta u zategnutoj zoni drvenog dela spregnutog preseka i pojava prslina u donjoj zoni, zategnutoj zoni betonske ploče (betonskog dela spregnutog preseka).

Razvoj dilatacija u funkciji priraštaja opterećenja u ivičnim vlaknima za presek na polovini raspona u drvetu i betonu spregnutih nosača serije „A” prikazan je na slikama 6.3.5.1-6.3.5.3. Ovi dijagrami daju prikaz lokalnih deformacija, odnosno dilatacija pri priti-

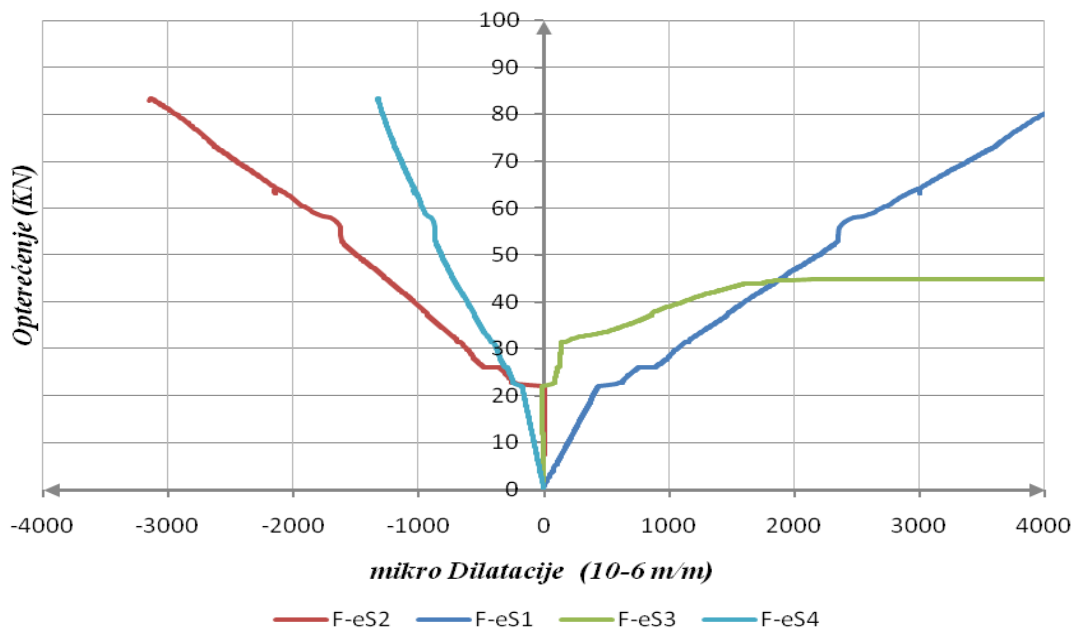
sku i zatezanju, kao negativne odnosno pozitivne vrednosti i na osnovu njih i odgovarajućih baza podataka, dobijenih merenjem tokom realizacije eksperimenta, moguće je predstaviti raspodelu dilatacija po visini spregnutog poprečnog preseka za bilo koji nivo opterećenja. Linearna raspodela dilatacija po visini poprečnog preseka izražena je u oblasti elastičnog ponašanja ispitivanih nosača. Razvoj dilatacija u ivičnim vlaknima ima, približno, linearni tok. Vrednosti dilatacija u susednim ivičnim vlaknima drvenog i betonskog dela spregnutog preseka (merna mesta S2 i S3) imaju približno iste apsolutne vrednosti što ukazuje na sadejstvo rada elemenata spregnute grede i na postojanje realnog efekta sprežanja ostvarenog ugrađenim spojnim sredstvima. Takav razvoj dilatacija u ivičnim, susednim vlaknima drveta i betona, prisutan je do nivoa od 20-30% opterećenja loma, a nakon toga, usled prekoračenja čvrstoće na zatezanje betona (razvoja prslina) dolazi do otkaza merne trake S3. Ovakav razvoj dilatacije u donjoj, zategnutoj zoni betona karakterističan je za sva tri ispitivana nosača serije „A” i ukazuje na niski nivo inicijacije loma koja započinje razvojem mikroprslina u betonu. Činjenica je da nosači imaju stabilno ponašanje sve do loma za koji je neophodno naneti još 70-80% opterećenja. Može se reći da se spregnuti nosači serije „A” u prvoj, elastičnoj fazi sa nižim nivoom opterećenja ponašaju kao kruto spregnuti, a da nakon te faze započinje faza sa karakteristikama elastičnog sprežanja praćena popuštanjem spojnih sredstava usled razvoja sile smicanja u spojnoj ravni. Dolazi do propagacije prslina u zategnutoj zoni betona i priraštaja dilatacija u ivičnim vlaknima (merna mesta S1, S2, S4).



Slika 6.3.5.1 Dilatacije u ivičnim vlaknima preseka u polovini raspona grede BF-1. Dijagram F-ε



Slika 6.3.5.2 Dilatacije u ivičnim vlaknima preseka u polovini raspona grede BF-2. Dijagram F- ϵ



Slika 6.3.5.3 Dilatacije u ivičnim vlaknima preseka u polovini raspona grede BF-3. Dijagram F- ϵ

Na osnovu dobijenih rezultata i prikazanih dijagrama odnosa opterećenje dilatacija u ivičnim vlaknima drvenog i betonskog dela spregnutog preseka može se zaključiti sledeće:

- u donjem ivičnom vlaknu drvenog nosača javlja se dilatacija zatezanja (**plava linija**) i njena vrednost, za uzorke serije „A“, u opsegu je od 2000-4000 mikrodilatacija ili od 0,002-0,004m/m' ili od 2-4‰;

- b) u gornjem ivičnom vlaknu drvenog dela spregnutog preseka razvoj dilatacije pritiska (**crvena linija**), u trenutku loma, nalaze se u opsegu od 2800-3900 mikrodilatacija ili od 0,0028-0,0039m/m' ili od 2,8-3,9%. Razvoj ove dilatacije u sva tri ispitivana uzorka je približno linearan i ujednačen;
- c) donje ivično vlakno betonskog dela preseka (**zelena linija**) i gornje ivično vlakno drvenog dela, merne trake S2 i S3, do nivoa od 20-30% nanešenog opterećenja u trenutku loma, imaju gotovo identičan razvoj, približno jednak nuli. Nakon tog nivoa nanešenog opterećenja sledi veoma kratak razvoj dilatacije zatezanja u donjem ivičnom vlaknu betona i otkaz merne trake. Razlog je prekoračenja napona zatezanja u betonu što je uzrokovalo pojavu prslina, a u krajnjem govori o stepenu sprezanja drveta i betona zavrtnjima koji su kao spojni sistem korišćeni za prvi tip sprezanja, stepenu popustljivosti veze i krutosti nosača. Posle toga dolazi do razdvajanja njihovih dijagrama po znaku napona, odnosno pojave pritiska u gornjem vlaknu drveta (S2) i zatezanja u donjem vlaknu betona (S3). Iz ovoga se može zaključiti da posle približno 30% maksimalnog opterećenja dolazi do proklizavanja u spojnoj ravni betona i drveta i formiranja dve neutralne ose.
- Spregnute grede serije „A“, pored navedenog, karakterišu se velikim ugibom u sredini raspona, što je dato u tabeli 6.3.4.1.
- Značajna deformacija pre sloma ispitivanog uzorka stvorila je mrežu mikro-prslina i prslina u srednjoj trećini raspona što je jasan dokaz otkaza čvrstoće na zatezanje betona. Na ranije datim slikama, koje prikazuju grede *BF-i*, nakon njihovog sloma, vide se jasno pozicije prslina i treba istaći da one idu do polovine visine betonskog dela preseka, odnosno do druge neutralne linije u betonskom delu preseka;
- d) dilatacija pritiska u gornjem ivičnom vlaknu betona (**ljubičasta linija**), do trenutka loma ima pravilan, gotovo linearan razvoj i njena vrednost je u opsegu od od 1-2%. To je ispod vrednosti dilatacije mrvljenja (**crashing**) usled pritiska u betonu od 3,5%, što znači da nema krtog loma betona, odnosno, nema plastifikacije (mrvljenja) betona u toj zoni.

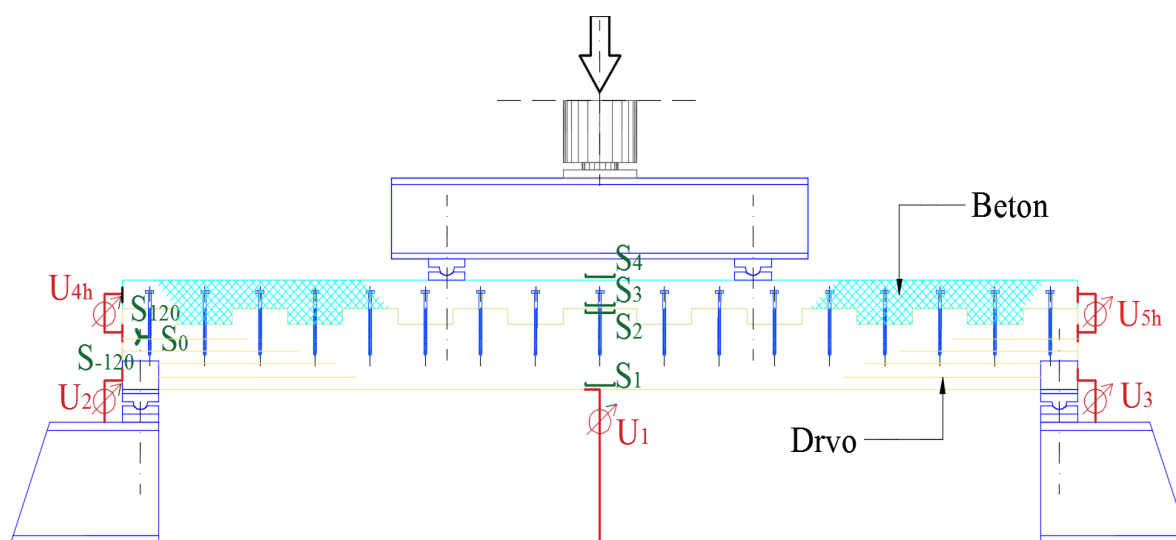
Sva izneta zapažanja ukazuju na vrlo dobro poklapanje eksperimentalnog mehaničkog ponašanja ispitivanih greda i dobijenih vrednosti naponsko-deformacijskih parametara sa generalnim teorijskim postavkama teorije elastičnog sprezanja, detaljnije datim u Poglavlju 3.

6.4 Rezultati ispitivanja spregnutih nosača serije „B”

6.4.1 Ponašanje nosača serije „B”, pod probnim opterećenjem

Na slici 6.4.1 dat je grafički prikaz konfiguracije eksperimentalne procedure spregnutog nosača tipa drvo-beton serije „B” (oznaka *BN-i*) sa oznakama i rasporedom mernih mesta.

U tabeli 6.4.1 dat je detaljan opis mernih mesta u skladu sa slikom 6.4.1.



Slika 6.4.1: Model spregnute grede tipa BN, dispozicija opterećenja, raspored mernih mesta

Tabela 6.4.1 Raspored i opis mernih mesta za grede BN-i

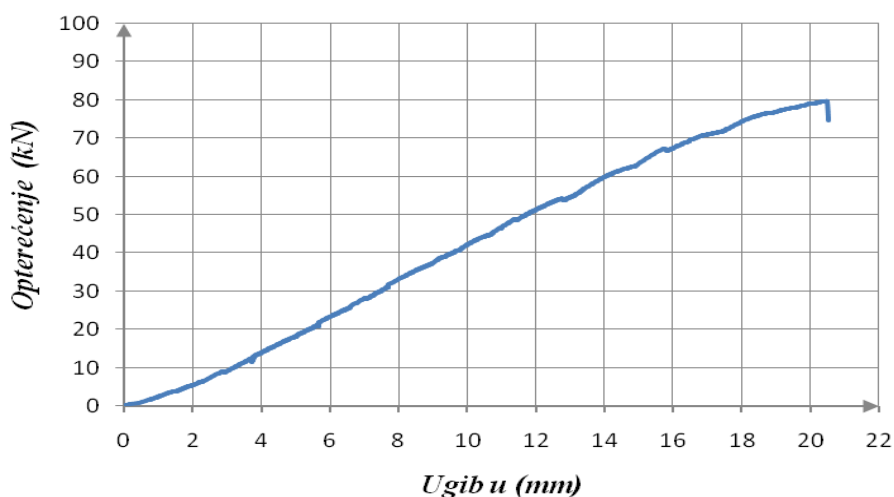
Grede BN-1, BN-2, BN-3		
Merno mesto	Opis mernog mesta	Merna veličina
S1	Drvo dole (sredina raspona)	Dilatacija
S2	Drvo gore (sredina raspona)	Dilatacija
S3	Beton dole (sredina raspona)	Dilatacija
S4	Beton gore (sredina raspona)	Dilatacija
S ₀	Levi oslonac	Dilatacija
S ₁₂₀	Levi oslonac	Dilatacija
S ₋₁₂₀	Levi oslonac	Dilatacija
U1	Ugib u sredini raspona	Pomeranje
U2	Vertikalno pomeranje levog oslonca	Pomeranje
U3	Vertikalno pomeranje desnog oslonca	Pomeranje
U4h	Horizontalno pomeranje između betona i drveta-levi oslonac	Pomeranje
U5h	Horizontalno pomeranje između betona i drveta-desni osl.	Pomeranje
U4h- D2	Horizontalno pomeranje između betona i drveta-levi oslonac- (2. žleb sleva za BN3)	Pomeranje
U5h- D3	Sredina visine preseka drvenog dela(BN 3-baza 25mm)	Dilatacija
DIN	Dinamometar	Sila

6.4.2 Dijagrami opterećenje–ugib (F-u) nosača serije „B”

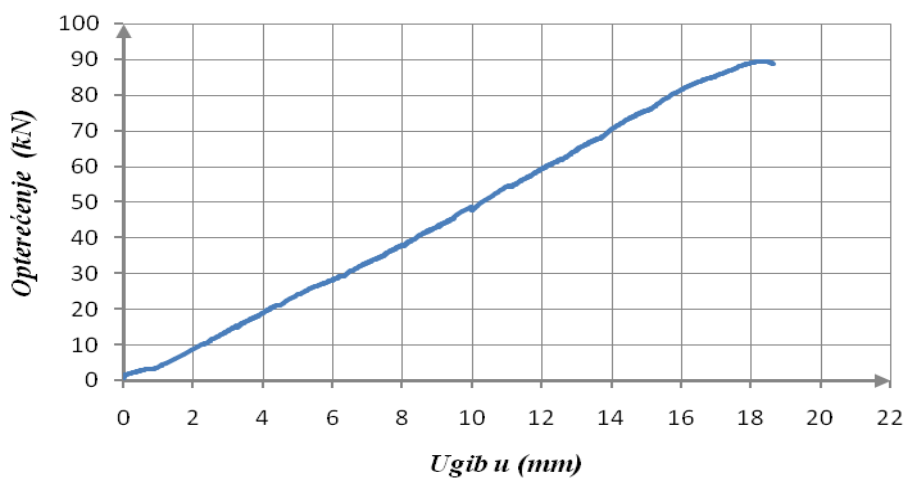
Na slikama 6.4.2.1-6.4.2.3, prikazana je dijagramima veza opterećenja i ugiba u polovini raspona spregnutih greda serije „B”. Grede ove serije pokazale su veoma ujednačeno ponašanje u odnosu na analizirane mehaničke i deformacione parametre i to je lako sagledati na osnovu tabele 6.4.4.1 i slike 6.4.2.5.

U trenutku loma, grede serije „B” imale su ugib u sredini raspona u opsegu od 18,36-20,42mm, što je $L/136$ - $L/122,42$, sa koeficijentom varijacije od 5.3% i 5%-no odstupanja nanešenog opterećenja u trenutku loma, u odnosu na dobijenu srednju vrednost.

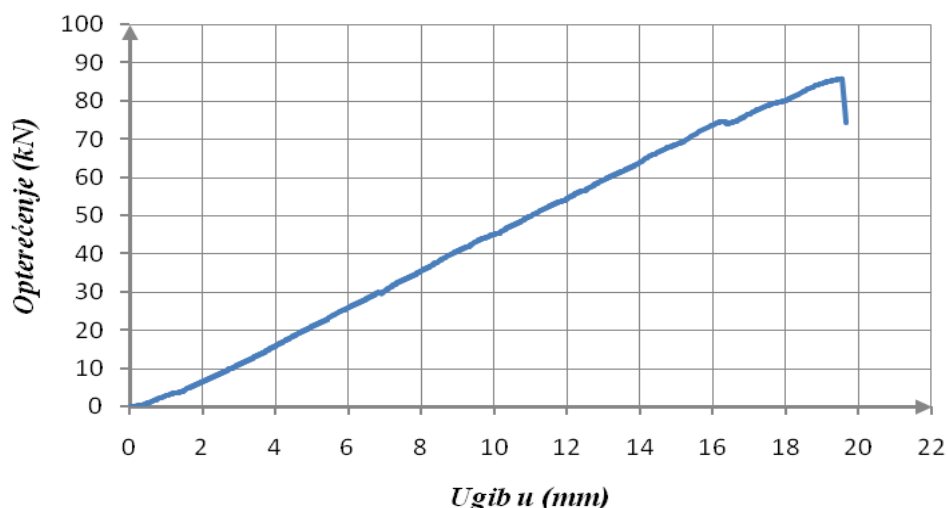
Gotovo pravolinijski priraštaj deformacije (ugiba u sredini raspona) u funkciji priraštaja nanošenog opterećenja, ukazuje na idealno linearno elastično ponašanje greda serije „B”, sve do sloma. Razloge ovakvog ponašanja treba tražiti u izboru spojnog sistema kojim je ostvarena veza drvenog i betonskog dela spregnutog nosača, visokoj vrednosti dostignute krutosti i u činjenici da se radi o eksperimentalnim uzorcima malog raspona.



Slika 6.4.2.1 Spregnuta greda BN-1. Dijagram F-u (opterećenje-ugib)

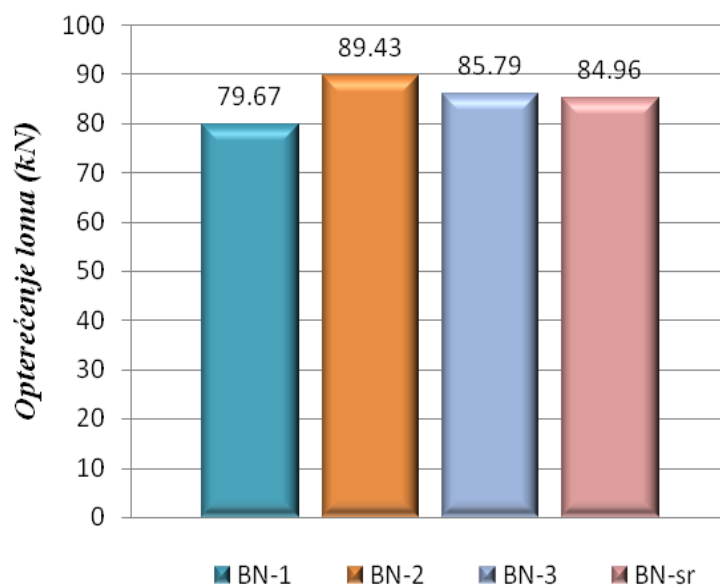


Slika 6.4.2.2 Spregnuta greda BN-2. Dijagram F-u (opterećenje-ugib)



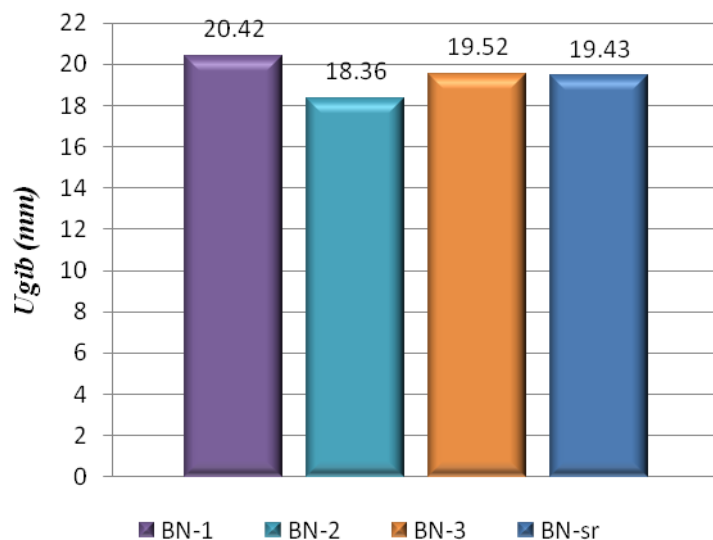
Slika 6.4.2.3 Spregnuta greda BN-3. Dijagram F-u (opterećenje-ugib)

Na slici 6.4.2.4, dat je uporedni prikaz intenziteta opterećenja, koje je izazivalo lom spregnutih nosača serije „B” (BN-1, BN-2, BN-3). Na osnovu dobijenih rezultata sračunata je srednja vrednost sile loma za ovu seriju (BN-sr). Zapaža se ujednačenost vrednosti opterećenja loma ispitanih uzoraka. Grede ove serije nastale su sprežanjem drvenog i betonskog dela pomoću složenijeg spojnog sistema koji je omogućio visok stepen krutosti te veze i stvorio jedinstven (homogen) presek u kome su mehanička svojstva elemenata spregnutog preseka maksimalno iskorišćena.



Slika 6.4.2.4 Opterećenje loma spregnutih greda serije „B”.

Na slici 6.4.2.5, dat je prikaz maksimalnih ugiba dostignutih u trenutku loma spregnutih greda serije „B” (BN-1, BN-2, BN-3). Na osnovu izmerenih vrednosti sračunata je srednja vrednost maksimalnih ugiba dostignutih u sredini raspona ove serije greda (BN-sr).



Slika 6.4.2.5 Maksimalne vrednosti ugiba, u sredini raspona, spregnutih greda serije „B”.

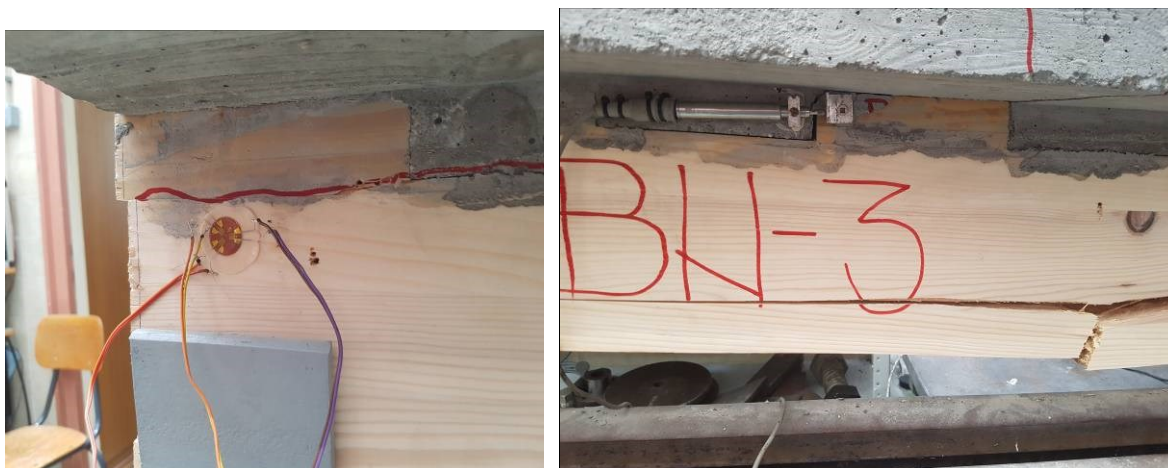
6.4.3 Načini otkaza (oblici loma) nosača serije „B”

Spregnuti nosači serije „B” (BN-1, BN-2, BN-3) tokom opterećenja do loma pokazali su linearno-elastično ponašanje što se uočava sa dijagrama opterećenje-ugib koji su dati za svaki spregnuti nosač posebno na slikama 6.4.2.1-6.4.2.3. Nosači su, komparativno gledano, ispoljili veliku podudarnost u ponašanju tokom nanošenja opterećenja do loma. Koeficijenti varijabilnosti dobijenih rezultata u odnosu na silu loma i u odnosu na veličinu elastične deformacije veoma su niski, što ukazuje na visok nivo kvaliteta ugrađenog materijala u eksperimentalne uzorke i kvalitetno sprovedenu proceduru samog eksperimenta.

Uprkos tim činjenicama oblik loma nosača je različit. U ispitivanim gredama BN-1 i BN-3 lom je nastao usled početnog loma u zategnutom delu lameliranog drvenog nosača, u srednjoj trećini raspona i to iznenada, praćen glasnim i naglim pucanjem drveta, što je karakteristično za ponašanje drveta pri lomu zatezanjem. Inicijalni lom je nastajao u delu drvenog nosača koji se karakteriše greškama u drvetu (čvorovi, daščani element za lameliranje izrezan nepravilno tako da se vlakna ne pružaju paralelno podužnom pravcu). Kao rezultat ovakvog početnog naprezanja imajući u vidu raspon greda, dalji tok loma iskazuje se u formi horizontalne ili zakošene pukotine u visini koja se približno poklapa sa teorijskim položajem neutralne linije preseka i koja se pruža ka osloncima, ali ne i do oslonaca (slika 6.4.3.1). Tokom na-

stajanja uslova za kruti lom drveta usled prekoračenja čvrstoće na zatezanje, u srednjoj zoni raspona grednih uzoraka, uočen je naglašeni razvoj prslina u betonskoj ploči i to u završnim i početnim ravnima betonskih žlebova ojačanih zavrtnjima. Levo i desno od te zone izraženo je popuštanje u žlebnoj vezi betona i drveta i ono je sve veće kako se približavamo osloncima.

U levom osloncu uzorka BN-3 došlo je do potpune destrukcije žlebnog završetka drvene grede smicanjem i do pomeranja u iznosu od 12mm, slika 6.4.3.1. Nosači serije „B” imaju dosta veću krutost u odnosu na nosače serije „A”. Lom nastaje usled prekoračenja čvrstoće na zatezanje paralelno vlaknima u drveno delu nosača i upravo zbog krutosti veze drveta i betona ostvarene kompleksnijim spojnim sistemom dolazi do nepravilnog loma koji „šeta” po dužini elementa u srednjoj trećini raspona koja ima konstantan maksimalni moment savijanja. Nakon nastajanja uslova za ovaj loma, neutralna linija se podiže naviše, naprezanja se „sele” u zonu spoja drveta i betona, dolazi do popuštanja (pomeranja) elemenata spojnog sistema greda tipa „B”, lokalnog prekoračenja čvrstoće na smicanje drveta i čvrstoće na zatezanje betona u zoni žlebova. Ovo za posledicu ima, može se reći, „simultani lom”, (jednovremeni lom) usled prekoračenja čvrstoće drveta na zatezanje u srednjoj trećini raspona i drveta na smicanje u oslonačkim žlebovima. Treba naglasiti da je lom uvek nastajao po strukturalnim pravcima drveta, odnosno nikada po spoju lamela u kojem se nalazi lepak. Ovo ukazuje na činjenicu da nosivost ispitivanih greda BN-1 i BN-3 biva potpuno iskorišćena dostizanjem graničnih vrednosti napona smicanja u oslonačkim presecima. Ovaj zaključak teorijski je potvrđen analitičkim postupkom u Poglavlju 5.



Slika 6.4.3.1 Lom drvenog dela oslonačkog žleba smicanjem uzorka BN-3, razvoj prslina u betonu i lom drveta u srednjoj trećini raspona.

Greda BN-2, pri približno jednakom nivou nanešenog opterećenja i dostignute vrednosti elastičnog ugiba, pokazuje sasvim drugačije ponašanje, tj. pokazuje slično ponašanje kao kod ispitivanih greda serije „A”. Lom je nastao u desnoj oslonačkoj zoni usled prekoračenja

glavnih napona zatezanja (napona smicanja) i pukotina se horizontalno pruža ka levom osloncu. U žleboj vezi drvenog i betonskog dela nosača uočava se, u odnosu na sredinu raspona, njihovo međusobno simetrično pomeranje sve do trenutka loma.

Pre loma u drvenom delu nosača uočena je pojava prslina u betonu i to u zoni ispod nanešenog opterećenja u trećinama raspona grede. Razvoj prslina je očigledan, i one se pružaju do polovine visine poprečnog preseka betonskog dela (donjeg dela) (slika 6.4.3.2.), a u zoni žlebova imaju upravan pravac pružanja u odnosu na podužni pravac spregnute grede. Ni u jednom od ispitivanih nosača nema tragova plastifikacije u pritisnutoj zoni betonskog dela preseka. Ni u jednom od ispitivanih nosača nema tragova plastifikacije u pritisnutoj zoni lepljenog lameliranog drveta. Između čela betonskih žlebova i čela drvenih žlebova postoje specifična lokalna naprezanja, javlja se velika smičuća sila koja se prenosi preko male čeine površine, ali do izražene plastifikacije drveta nije došlo zbog ranije izazavanog smičućeg loma drveta paralelno vlaknima.

Treba napomenuti da plastifikacije u drvetu, kao i u slučaju nosača serije „A“, ima i da se ona javlja usled prekoračenja čvrstoće drveta na pritisak upravo na vlakna u zonama oslonaca spregnutih greda. S obzirom na oblik poprečnog preseka spregnutih nosača, male širine drvenog dela preseka i dužine oslanjanja krajeva greda preko čeličnih oslonačkih elemenata, pri nanošenju opterećenja u koracima pred slom greda, uočena su nagnječenja drveta u zonama oslanjanja veličine, 3-5 mm.

Na slikama 6.4.3.2-6.4.3.2 prikazani su svi nosači serije „B“ sa označenim razvojem podužnih, horizontalnih i zakošenih pukotina u drvenom delu nosača i razvojem prslina u srednjoj trećini betonske ploče, posebno u zonama oslonačkih betonskih žlebova.



Slika 6.4.3.2 Lom grede BN-1, razvoj prslina u betonu i pukotina u drvetu



Slika 6.4.3.3 Lom grede BN-2, razvoj prslina u betonu i pukotina u drvetu



Slika 6.4.3.4 Lom grede BN-3 u zategnutoj zoni drvetu i razvoj prslina u betonu

Prikaz eksperimentalnih rezultata za sve grede serije „B“ dat je u tabeli 6.4.4.1. U funkciji maksimalnog opterećenja (opterećenja loma) date su odogovarajuće vrednosti sila u karakterističnim presecima (M_{max} , T_{max}), veličina maksimalnog elastičnog ugiba, kao i odgovarajuća horizontalna pomeranja u spoju drvenog i betonskog dela preseka u trenutku loma. Odgovarajuće vrednosti za opterećenja (F_{max}), ugibe i horizontalna pomeranja očitana su iz eksperimentalno dobijenih datoteka, a vrednosti momenta savijanja u trenutku loma (M_{max}) i transverzalne sile u trenutku loma (T_{max}) sračunate su po obrascu (6.3.3.1).

Srednja vrednost opterećenja pri slomu za uzorke serije „B“ bila je 84,96kN sa koeficijentom varijacije od 5,8%. Mala razlika u opterećenju pri slomu uzoraka *BN-i* ukazuje na malu varijabilnost u čvrstoći lepljenog lameliranog drveta koje je korišćeno pri izradi spreg-

nutih nosača. Imajući u vidu heterogenu prirodu drveta ovakvo ponašanje se može smatrati neočekivanim u ovoj eksperimentalnoj proceduri, ali, kao što je već pomenuto, ujednačenost kvaliteta izrade uzoraka može imati značajnog uticaja na dobijene rezultate.

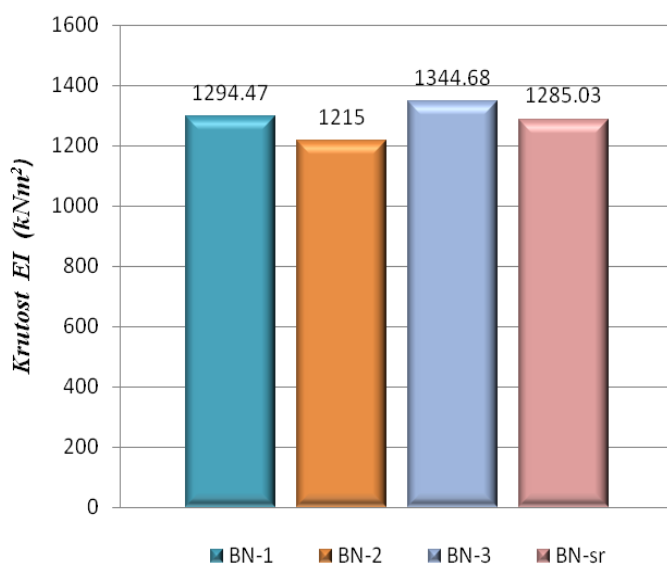
6.4.4 Krutost nosača serije „B”

Krutost nosača je izračunata za njihovo linearno-elastično ponašanje. Za svaki uzorak i odgovarajuću funkciju opterećenje-ugib, oblast između $0,1F_{max}$ i $0,4F_{max}$, analizirana je za izračunavanje pravolinijskog dela krive. Vrednosti krutosti na savijanje svih uzoraka serije „B” prikazani su u tabeli 6.4.4.1.

Tabela 6.4.4.1 Rezultati eksperimentalnog ispitivanja spregnutih nosača tipa „B”

Uzorak	F_{max} [kN]	M_{max} [kNm]	T_{max} [kN]	$U1_{max}$ [mm]	U4h [mm]	U5h-D3 [mm]	EI [kNm ²]
BN-1	79,67	33,19	99,58	20,42	0,75	0,018	1294,47
BN-2	89,43	37,26	111,79	18,36	0,76	0,020	1215,94
BN-3	85,79	35,74	107,23	19,52	0,63	0,023	1344,68
Sr. vred.	84,96	35,40	106,20	19,43	0,713	0,0203	1285,03
St. devijacija	4,93	2,06	6,17	1,03	0,072	0,0025	64,89
Karakt. vred.	68,33	28,46	85,40	15,95	0,469	0,0118	1066,25
Koef. var. (%)	5,8	5,8	5,8	5,3	10,1	12,4	5,0

Na slici 6.4.4.1, dat je prikaz krutosti nosača (EI) spregnutih greda serije „B” sračunatih za njihovo linearno-elastično ponašanje. Na osnovu sračunatih vrednosti krutosti pojedinih uzoraka serije „A”, sračunata je srednja vrednost krutosti ove serije greda (BF-sr).



Slika 6.4.4.1 Krutost (EI) spregnutih greda serije „A”

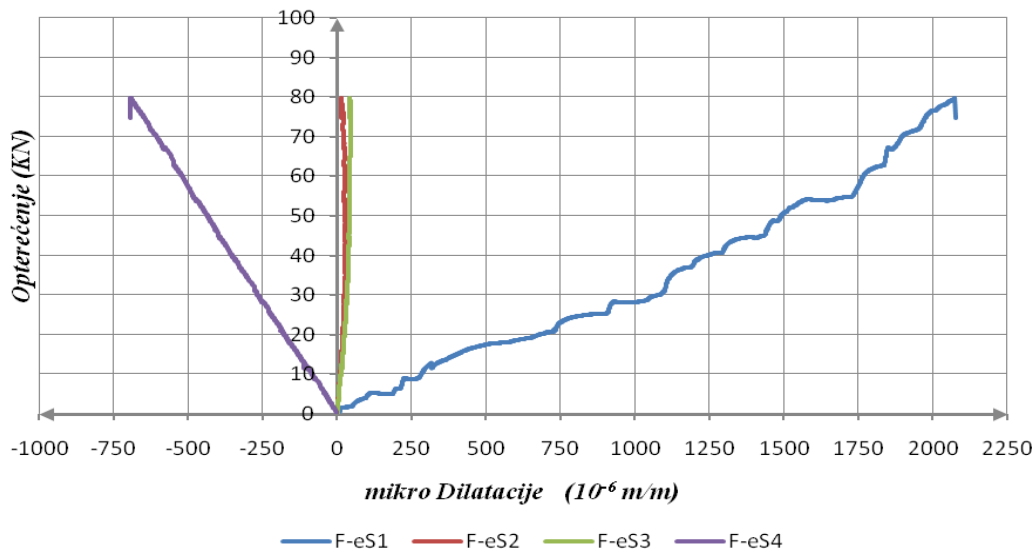
6.4.5 Raspodela dilatacija u ivičnim vlaknima nosača serije „B”

Tok promene naponskog stanja pri nanošenju opterećenja praćen je merenjem dilatacija u sredini raspona, u ivičnim zonama betonskog i drvenog dela spregnutog preseka i u polovini visine drvenog dela poprečnog preseka u zoni levog oslonca. Raspored mernih mesta, (pozicija mernih traka) dat je na slici 6.4.1, a njihov detaljan opis u tabeli 6.4.1. Sve dilatacije su praćene do maksimalnog opterećenja svih greda serije „B” i treba naglasiti da je prisutan kontinuitet rezultata merenja u svim mernim tačkama sve do završnih koraka nanošenja pri raštaju opterećenja. Razvoj dilatacija u ivičnim vlaknima na polovini raspona spregnutog preseka prikazan je za vrednosti u drvetu i betonu putem dijagrama na slikama 6.4.5.1-6.4.5.3.

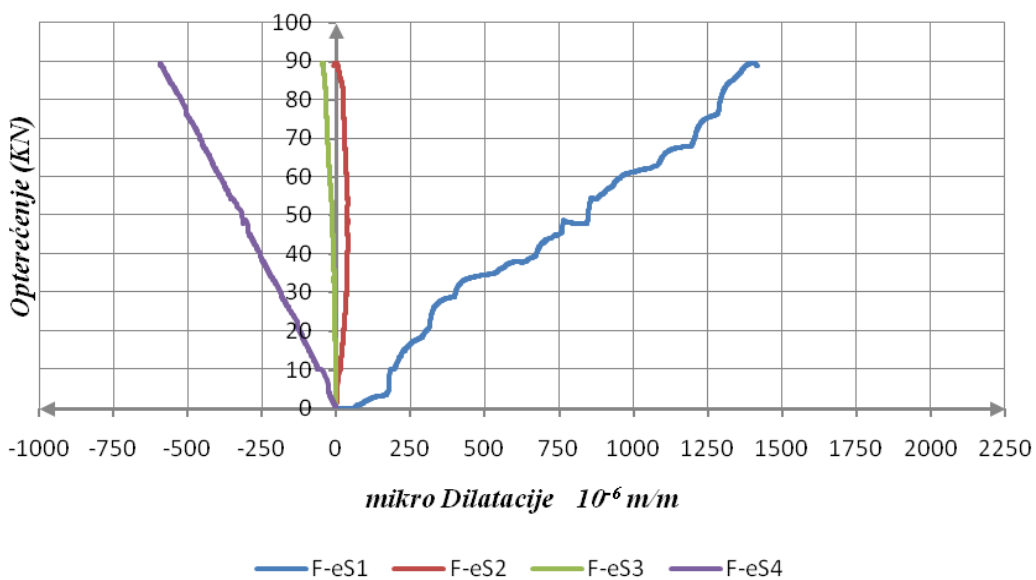
Ovi dijagrami daju prikaz dilatacija pritiska i zatezanja, kao negativne odnosno pozitivne vrednosti i na osnovu njih i odgovarajućih baza podataka, dobijenih merenjem u intervalu od jedne sekunde tokom realizacije eksperimenta, moguće je predstaviti raspodelu dilatacija po visini spregnutog poprečnog preseka za bilo koji nivo opterećenja. Idealna linearna raspodela dilatacija po visini poprečnog preseka, posebno dilatacija u pritisnutoj zoni betona izražena je u oblasti elastičnog ponašanja ispitivanih nosača, koje je karakteristično za sva tri uzorka serije „B”, a što je već konstantovano na osnovu relacije opterećenje-ugib. Razvoj dilatacija u ivičnim vlaknima ima približno linearni tok sve do loma.

Dilatacije u ivičnim gornjim vlaknima drvenog i donjim vlaknima betonskog dela spregnutog preseka, merna mesta S2 i S3, imaju približno iste apsolutne vrednosti. Ovo ukazuje na sadejstvo rada elemenata spregnute grede i na postojanje realnog efekta sprezanja ostvarenog ugrađenim spojnim sredstvima. Vrednosti ovih dilatacija su približno jednake nuli i imaju ujednačen razvoj, tokom nanošenja opterećenja, sve do trenutka loma grede. Iz ovakvog rezultata merenja se može izvući zaključak da je neutralna osa u blizini spoja drvo-beton. Dobijeni rezultati ukazuje na činjenicu da se grede serije „B”, kod kojih je sprezanje ostvareno kombinacijom žlebova i zavrtnjava, sa mehaničkog aspekta, ponašaju kao homogeni preseki i da se može govoriti o reprezentima „krutog” sprezanja.

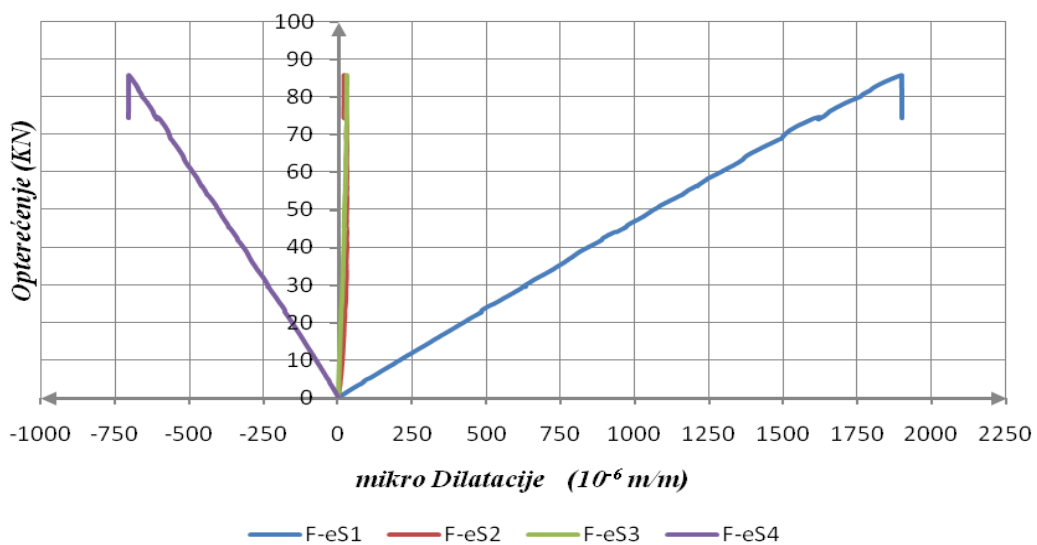
Vrednosti korespondentnih merenih dilatacija i njihov tok sve do loma i u drvetu i u betonu, kod sva tri uzorka, su približno iste, što je rezultat ujednačenog deformacijskog ponašanja i moguće je sagledati ga na osnovu dijagrama sila-ugib (F-u).



Slika 6.4.5.1 Dilatacije u ivičnim vlaknima preseka u sredini raspona nosača BN-1. Dijagram F-ε



Slika 6.4.5.2 Dilatacije u ivičnim vlaknima preseka u sredini raspona nosača BN-2. Dijagram F-ε



Slika 6.4.5.3 Dilatacije u ivičnim vlaknima preseka u sredini raspona nosača BN-3. Dijagram F-ε

Na osnovu dobijenih rezultata i prikazanih dijagrama odnosa opterećenje-dilatacija u ivičnim vlaknima drvenog i betonskog dela spregnutog preseka može se zaključiti:

- a) u donjem ivičnom vlaknu drvenog nosača javlja se dilatacija zatezanja (**plava linija**) i njena vrednost, za uzorke serije „B”, u opsegu je od 1400-2100 mikrodilatacija ($0,0014-0,0021\text{m/m}$, $(1,4-2,1\text{‰})$);
- b) u gornjem ivičnom vlaknu drvenog dela spregnutog preseka razvoj dilatacije pritiska (**crvena linija**), u trenutku loma, nalazi se u opsegu od 0-50 mikrodilatacija, ($0,0-0,00005\text{m/m}$, $(0-0,5\text{‰})$);
- c) dilatacije donjeg ivičnog vlakna betonskog dela preseka (**zelena linija**) i gornjeg ivičnog vlakna drvenog dela (**crvena linija**), koja se nalaze u istom poprečnom preseku i na istoj visini imaju gotovo identičan razvoj tokom opterećenja. Njihove izmerene vrednosti, koje su manje od jednog promila, ukazuju da se naprezanja pomeraju iz geometrijskih sredina betonskih i drvenih žlebova u ravni njihovih ivičnih kontakata (u tim ravnima došlo je do pojave poprečnih prslina u betonu i prekoračenja napona smicanja paralelno vlaknima u drvetu) i da se neutralna osa tokom viših nivoa opterećenja nalazi blizu spoja drveta i betona. Približno iste vrednosti dilatacija u susjednim vlaknima različitih materijala koji su povezani (spregnuti) određenim spojnim sredstvima ukazuje na visok nivo efekta sprežavanja, kao posledicu velike krutosti veze ostvarene tim spojnim sredstvima i posledično male pomerljivosti (popustljivosti) u spojnoj ravni drveta i betona;
- d) dilatacija pritiska u gornjem ivičnom vlaknu betona (**ljubičasta linija**), do trenutka loma ima pravilan, linearan razvoj i njena vrednost je u opsegu od od 0,6-0,7‰. To je daleko ispod vrednosti dozvoljene dilatacije pritiska u betonu od 3,5‰, što znači da nema krtog loma betona, tj. nema plastifikacije betona u toj zoni (nema mrvljenja betona). Ovo ukazuje da je neutralna linija visoko u spregnutom preseku, pa beton trpi male napone pritiska i nema opasnosti od otkaza mrvljenjem u pritisnutoj zoni.

Kvalitativna i kvantitativna slika razvoja dilatacija tokom nanošenja opterećenja greda serije „B” ukazuje na linearno ponašanje sve do sloma. Ovime se dokazuje da postoji visoka krutost nosača i posledično njihova mala duktilnost, što u nekim slučajevima opterećenja može biti i nedostatak. Vrednosti dilatacija u pritisnutoj zoni betona i zategnutoj zoni drveta, pri

različitim nivoima opterećenja, zadržavaju isti odnos, što ukazuje na krutost veze i homogenost preseka

S obzirom na vrednost dostignute dilatacije pritiska u ivičnim vlaknima betona koja je ispod vrednosti dozvoljene dilatacije pritiska u betonu od 3,5%, tj. ako se sagleda bilinearni dijagram betona napon-dilatacija (ENV 206), ta vrednost je manja od 1,35%, sasvim bi bila opravdana upotreba betona manje marke, neke druge vrste betona, poput mikroarmiranog ili lakoagregatnog betona ili smanjenje geometrijskih karakteristika betonskog dela spregnutog preseka.

6.5 Analiza eksperimentalno dobijenih rezultata naponsko-deformacijskog stanja u oslonačkim presecima spregnutih greda serija „A” i „B”

6.5.1 Razvoj glavnih dilatacija u oslonačkim presecima spregnutih nosača serije „A”

Imajući u vidu raspon ispitivanih spregnutih greda kao i uticaj sile smicanja koja se javlja u spojnoj ravni drvenog i betonskog dela, na ponašanje spojnih sredstava, u krajnjem na nivo ostvarenog efekta sprezanja, posebna pažnja posvećena je stanju dilatacija (deformacija), naprezanja i pomeranja u oslonačkim presecima. U polovini visine preseka drvenog dela u zoni oslonca postavljene su tri merne trake u formi „rozete” (pod uglovima u odnosu na horizontalnu ravan od 0° , 120° i -120°), slika 6.5.1, i njima su merene odgovarajuće dilatacije u naznačenim pravcima.



Slika 6.5.1.1 Raspored mernih traka dilatacija u oslonačkom preseku nosača BN-1.

Na osnovu tako dobijenih vrednosti dilatacija u pretpostavljenim, naznačenim pravcima, ($\alpha=0^\circ, 120^\circ$ i -120°), moguće je sračunati vrednosti glavnih dilatacija, ε_1 i ε_2 u posmatranoj tački oslonačkog preseka, pomoću izraza:

$$\varepsilon_{1/2} = \frac{\varepsilon_0 + \varepsilon_{120} + \varepsilon_{-120}}{3} \pm \frac{1}{3} \sqrt{(2\varepsilon_0 - \varepsilon_{-120} - \varepsilon_{120})^2 + 3(\varepsilon_{-120} - \varepsilon_{120})^2} \quad (6.5.1)$$

Ugao pod kojim se javljaju glavne dilatacije u odnosu na horizontalu određen je izrazom:

$$\operatorname{tg} 2\varphi_0 = \frac{\varepsilon_{-120} - \varepsilon_{120}}{2\varepsilon_0 - \varepsilon_{120} - \varepsilon_{-120}} \sqrt{3} \quad (6.5.2)$$

Vrednosti glavnih napona σ_1 i σ_2 i napona smicanja τ_{12} (τ_{xy}) mogu se sračunati kao:

$$\sigma_1 = \frac{\varepsilon_1 - \nu\varepsilon_2}{1 - \nu^2} E, \quad (6.5.3)$$

$$\sigma_2 = \frac{\varepsilon_2 - \nu\varepsilon_1}{1 - \nu^2} E, \quad (6.5.4)$$

$$\tau_{12} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \quad (6.5.5)$$

gde je:

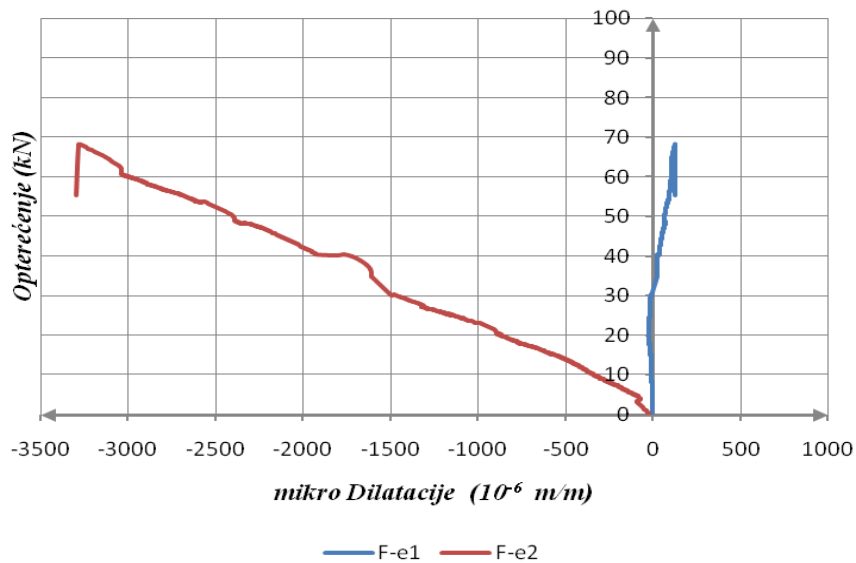
E vrednost modula elastičnosti drveta dobijena eksperimentalnim putem,

ν Poasonov koeficijent, za drvo smreke ima približnu vrednost 0,4.

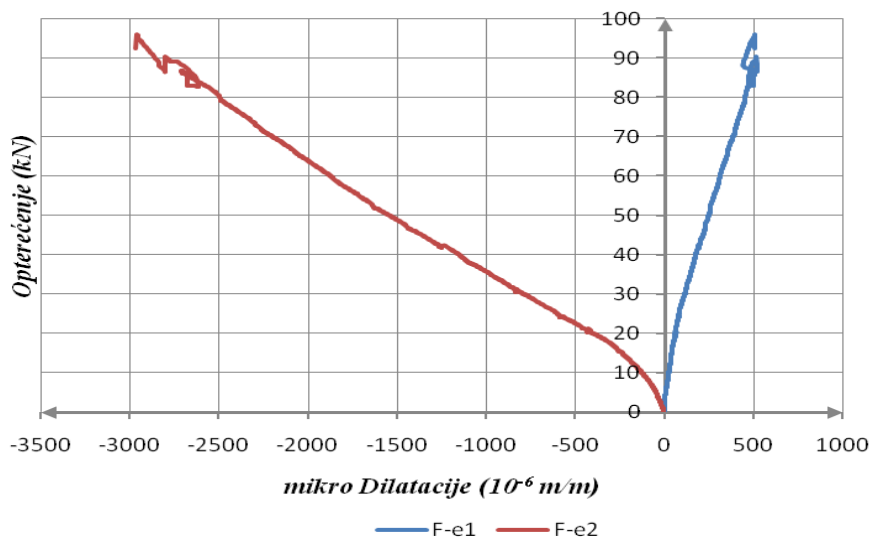
Primenom jednačina 6.5.1-6.5.5 i eksperimentalno dobijenih vrednosti za dilatacije u oslonačkom preseku mogu se ustanoviti relacije koje pokazuju razvoj glavnih dilatacija i stanja napona smicanja u funkciji priraštaja nanošenog opterećenja.

Stanje napona smicanja u oslonačkim zonama usled savijanja poprečnim opterećenjem neophodno je poznavati kako bi se definisao kapacitet nosivosti, pre svega, drvenog dela spregnutog poprečnog preseka, ali i sila smicanja koja opterećuje spojna sredstva u spojnoj ravni drveta i betona i to, najvećim intenzitetom, krajnja spojna sredstva u ovim zonama.

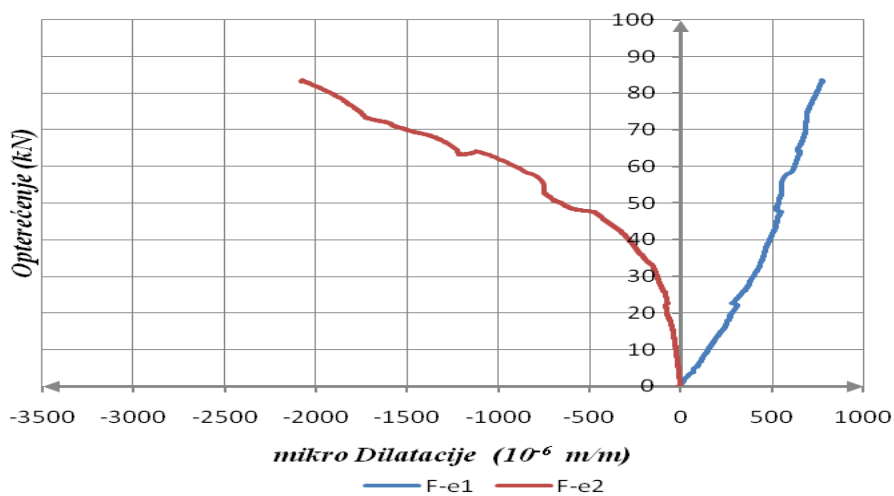
Poznato je da od nosivosti spojnih sredstava i njihove popustljivosti zavisi veličina pomeranja između drveta i betona u njihovoj spojnoj ravni, posledično, stepen ostvarenog efekta sprežanja. Grafički prikazi u formi dijagrama za ispitivane grede serije „A” dati su na slikama 6.5.1.2-6.5.1.7.



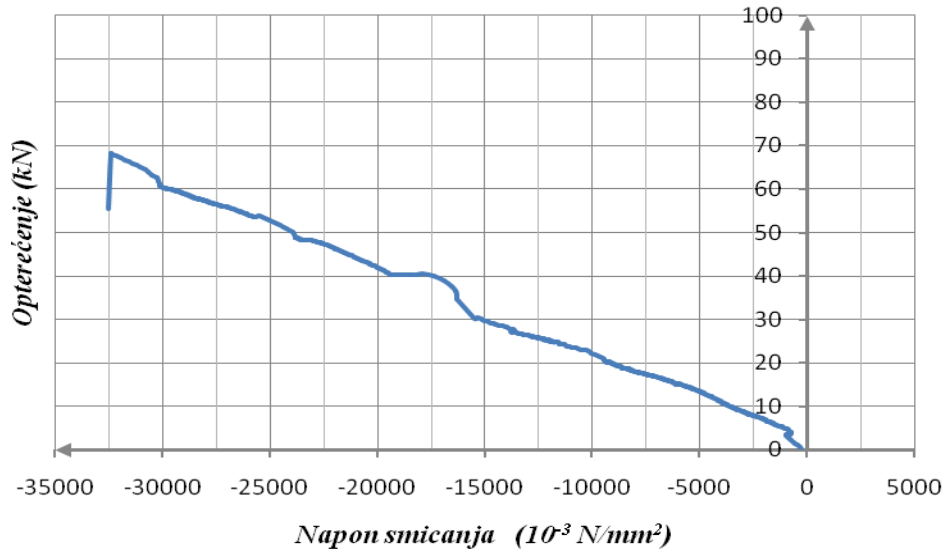
Slika 6.5.1.2 Razvoj dilatacija ε_1 i ε_2 u posmatranoj tački oslonačkog preseka grede BF-1



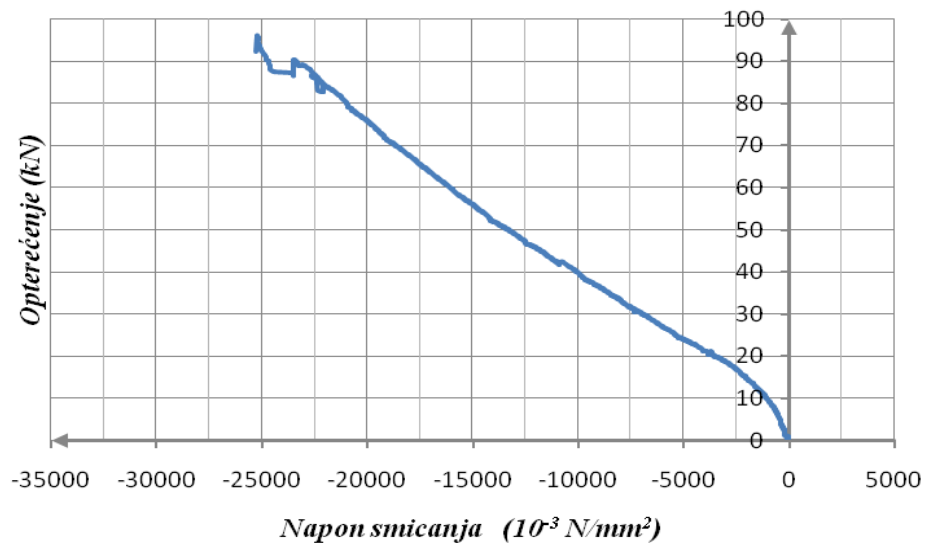
Slika 6.5.1.3 Razvoj dilatacija ε_1 i ε_2 u posmatranoj tački oslonačkog preseka grede BF-2



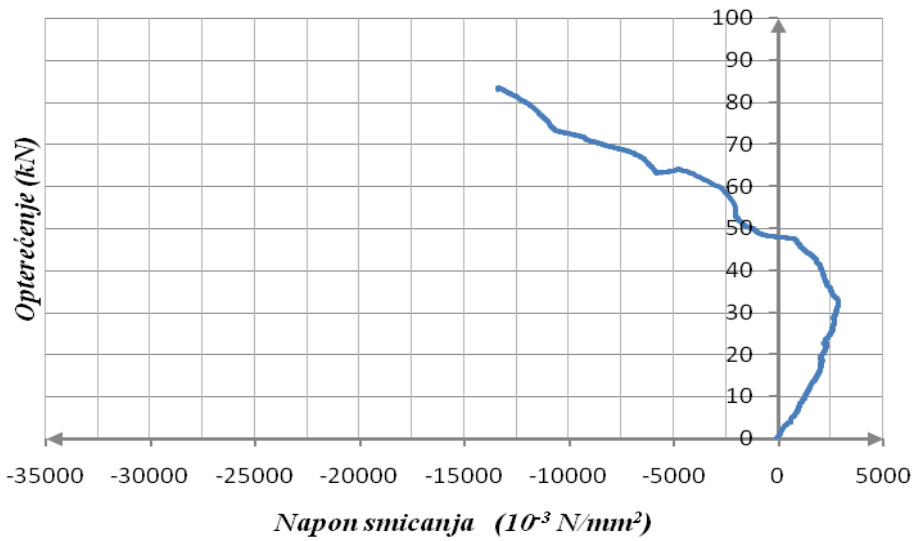
Slika 6.5.1.4 Razvoj dilatacija ε_1 i ε_2 u posmatranoj tački oslonačkog preseka grede BF-3



Slika 6.5.1.5 Greda BF-1. Dijagram $F-\tau$



Slika 6.5.1.6 Greda BF-2. Dijagram $F-\tau$



Slika 6.5.1.7 Greda BF-3. Dijagram $F-\tau$

Ugao između merene dilatacija ε_0 i glavne dilatacije ε_1 , računskim putem, na osnovu eksperimentalno dobijenih vrednosti, ima vrednost približno jednaku nuli. Ugao između glavnih dilatacija ε_1 i ε_2 je 90° . To znači da se pravac glavne dilatacije ε_1 poklapa sa pretpostavljenim pravcem dilatacije ε_0 i da je pravac dilatacije ε_2 upravan na pravac pružanja vlakana.

Približna podudarnost oblika funkcije napona smicanja (osim u slučaju nosača BF-3) prikazane u odnosu na priraštaj nanešenog opterećenja sa oblikom funkcije dilatacije ε_1 , iste zavisnosti, ukazuje da je vrednost dilatacije ε_2 višestruko manja od vrednosti dilatacije ε_1 . Sve ovo vodi ka zaključku da će do loma drveta u oslonačkoj zoni doći usled prekoračenja čvrstoće drveta na smicanje paralelno vlaknima drveta, da će lom doći do izražaja u ravni neutralne linije nosača i da će pravac prostiranja loma imati horizontalan tok. Poznato je da je čvrstoća drveta na smicanje paralelno vlaknima 3-4 puta manja od čvrstoće drveta na smicanje upravno na vlakna. Sve napred navedeno, svrstava se u poznate teorijske postavke mehaničkog ponašanja drveta izloženog smičućim naprezanjima koja se u maksimalnim vrednostima sreću u oslonačkim zonama konstrukcijskih elemenata. Ovakva očekivanja eksperimentalno su potvrđena ispitivanjem obe serije grednih uzoraka i dobijenim rezultatima (slika 6.5.1.7).

Naime, smičući lom greda u zoni oslonaca ima, kao što su merenja i pokazala, pravac pružanja u horizontalnoj ravni i taj pravac se proteže celom dužinom ispitivanih greda usled globalnog simultanog loma izazvanog otkazom čvrstoće na zatezanja u donjim ivičnim vlaknima drvenog dela spregnutog nosača i čvrstoće na smicanje u oslonim zonama. Generalno, može se reći da su nosači, nanošenjem opterećenja došli do tačke loma prekoračenjem glavnih napona zatezanja u karakterističnim preseccima. Za ispitivane grede serije „A” maksimalne vrednosti dilatacije ε_1 kreću se u opsegu od 2100-3300 mikrodilatacija, a dilatacije ε_2 u opsegu od 200-750 mikrodilatacija, što potvrđuje stav o odnosu čvrstoća na smicanje paralelno i upravno na vlakna drveta.



Slika 6.5.1.7 Smičući lom drvenog dela spregnutog nosača BF-3 u zoni oslonca

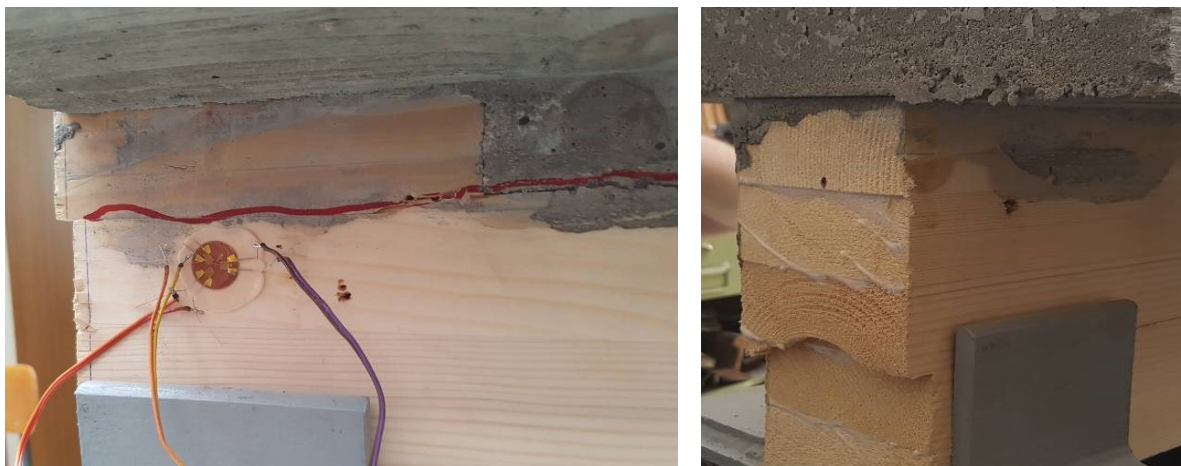
6.5.2 Razvoj glavnih dilatacija u oslonačkim presecima spregnutih nosača serije „B”

Razvoj glavnih dilatacija ε_1 i ε_2 i stanja napona smicanja τ u funkciji priraštaja nanošenog opterećenja, u formi dijagrama za ispitivane grede serije „B” dati su na slikama 6.5.2.3-6.5.2.8. Ponašanje ovih nosača sa aspekta glavnih dilatacija slično je ponašanju nosača serije „A”.

Dominantan je razvoj dilatacije ε_1 u odnosu na dilataciju ε_2 . Dilatacije dostižu maksimalnu vrednost u trenutku loma nosača BN-3, prikazanog na slici 6.5.2.1 i praćene su neravnomernim smučućim lomom oslonačkog žleba u približno horizontalnoj ravni. Ovaj lom se može pripisati i nedovoljnoj čvrstoći drveta na smicanje u ovoj zoni i nemogućnosti da se suprotstavi maksimalnom iznosu sile smicanja koja se javlja u spojnoj ravni drveta i betona.

Na drugom kraju (osloncu) ispitivanog spregnutog grednog nosača (slika desno), u završnim koracima nanošenja opterećenja, došlo je do loma usled prekoračenja čvrstoće na smicanje drveta u pravcu paralelnom vlaknima i do „klizanja” gornjeg dela drvene grede preko donjeg dela u iznosu od 8mm.

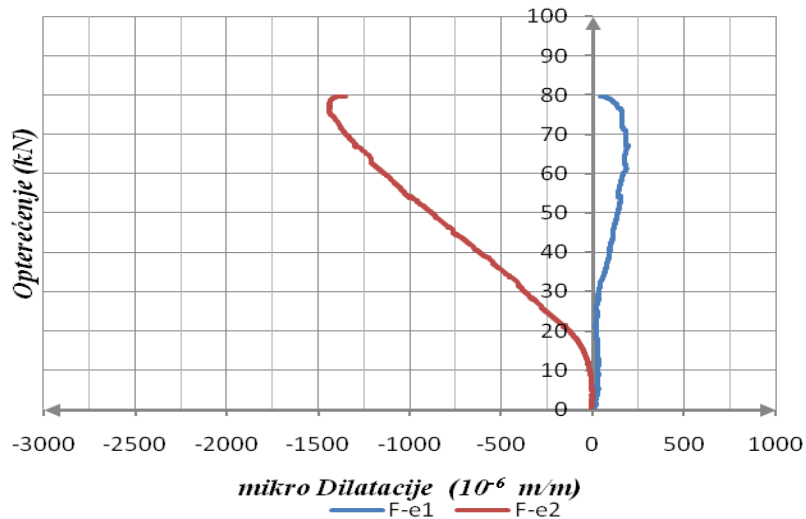
Treba napomenuti da plastifikacije u drvetu, kao i u slučaju nosača serije „A”, ima, kao i da se ona javlja usled prekoračenja čvrstoće drveta na pritisak upravno na vlakna u zonama oslonaca spregnutih greda. Pri nanošenju opterećenja u koracima pred slom greda, uočena su nagnječenja drveta u zonama oslanjanja veličine 2-4mm.



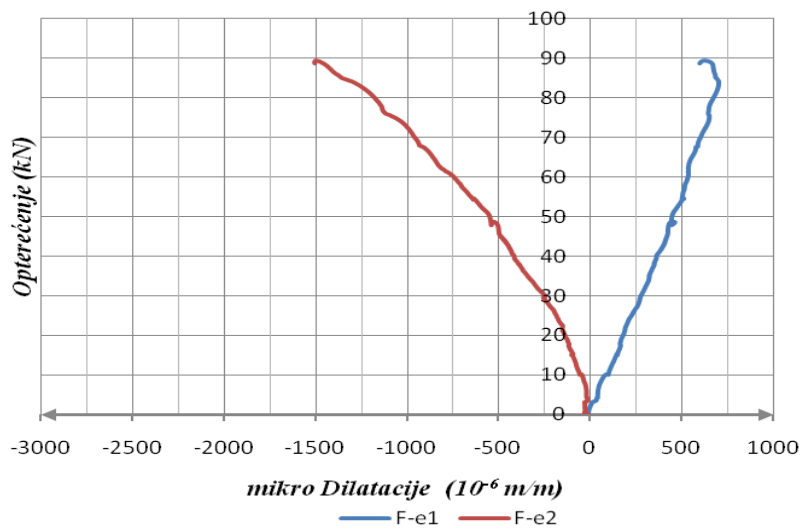
Slika 6.5.2.1 Smučući lom drvenog dela žleba spregnutog nosača BN-3 u zoni oslonca



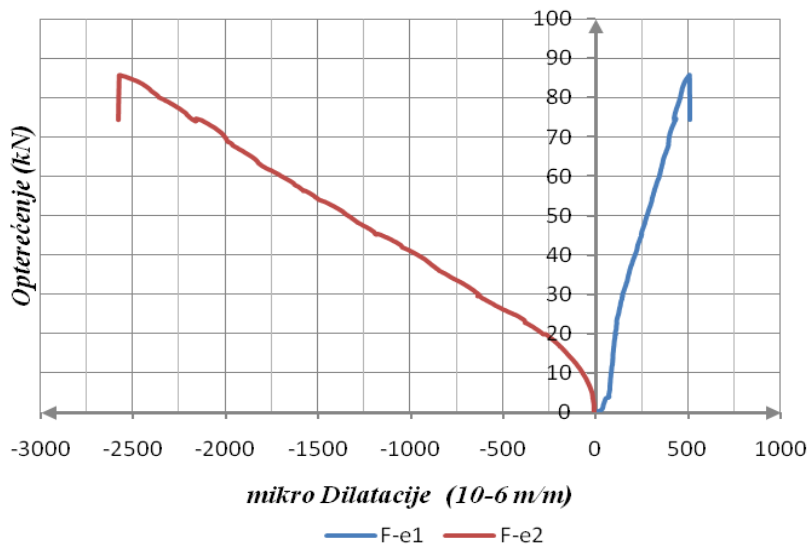
Slika 6.5.2.2 „Plastifikacija” drveta u zoni oslanjanja usled prekoračenja čvrstoće na pritisak upravno na pravac pružanja vlakana



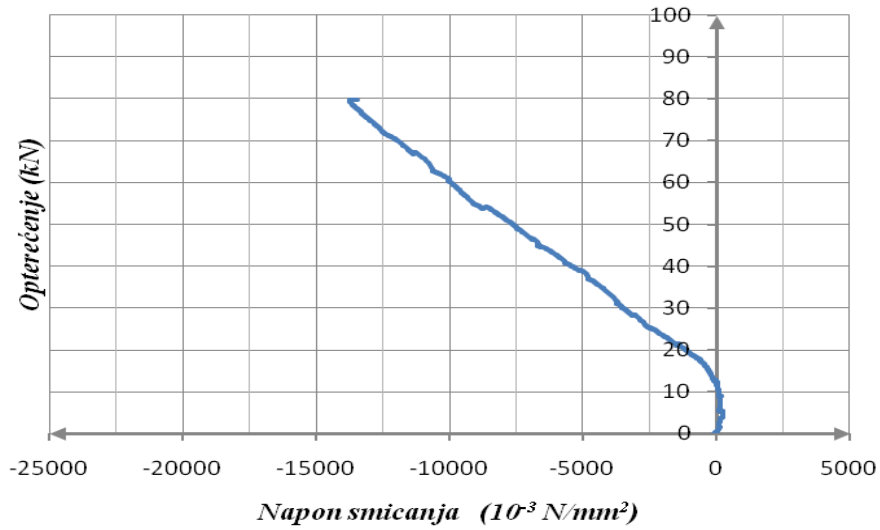
Slika 6.5.2.2 Razvoj dilatacija ε_1 i ε_2 u posmatranoj tački oslonačkog preseka grede BN-1



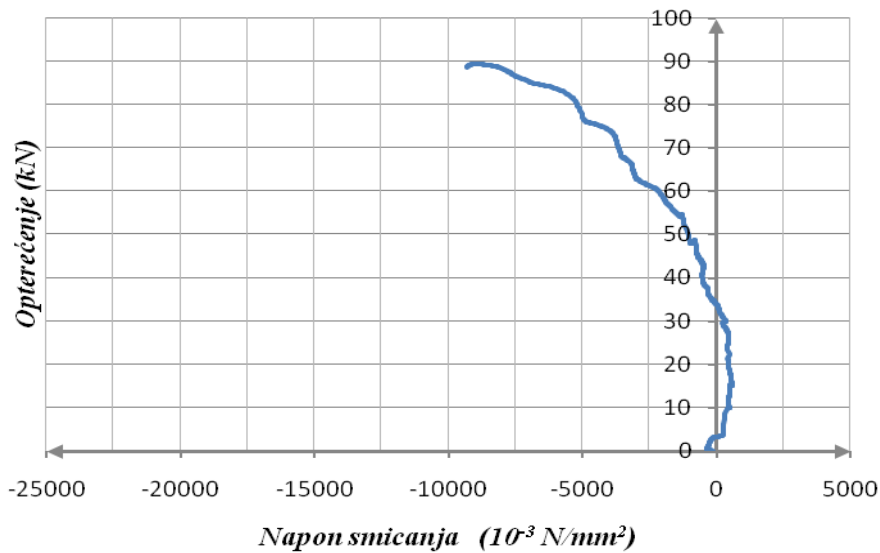
Slika 6.5.2.3 Razvoj dilatacija ε_1 i ε_2 u posmatranoj tački oslonačkog preseka grede BN-2



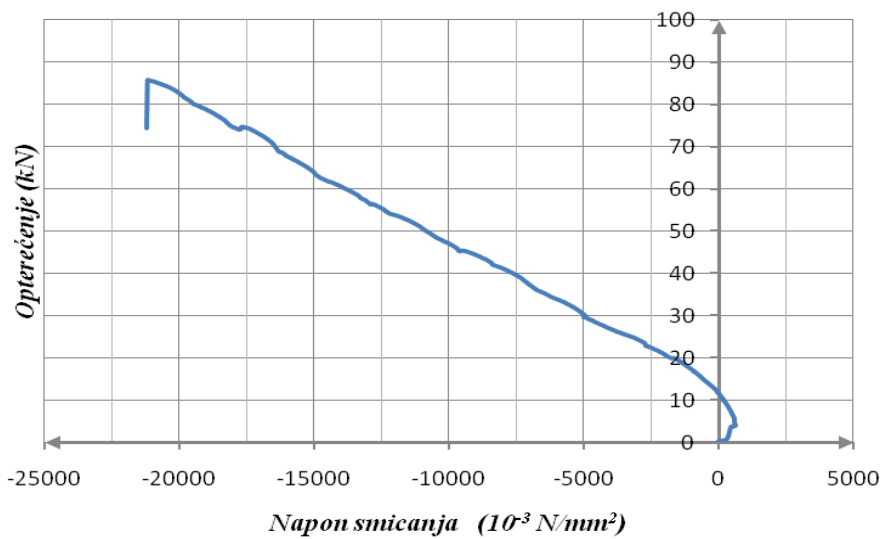
Slika 6.5.2.4 Razvoj dilatacija ε_1 i ε_2 u posmatranoj tački oslonačkog preseka grede BN-3



Slika 6.5.2.5 Greda BN-1. Dijagram $F-\tau$



Slika 6.5.2.6 Greda BN-2. Dijagram $F-\tau$



Slika 6.5.2.7 Greda BN-3. Dijagram $F-\tau$

Za ispitivane grede serije „B“ maksimalne vrednosti, neposredno pre loma, dilatacije ε_l kreću se u opsegu od 1400-2500 mikrodilatacija, a dilatacije ε_2 u opsegu od 200-600 mikrodilatacija. Ovime se što potvrđuje da su čvrstoća na smicanje paralelno i upravno na vlakna drveta u pretpostavljenom odnosu. Vrednosti glavnih dilatacija ε_l serije „B“ su za 30-ak % procenata niže nego u slučaju ispitivanih nosača serije „A“. Gredni nosači ove serije (serije „B“) nisu ispoljili kontinualni smičući lom po celoj dužini usled glavnih napona zatezanja, već se on može podeliti na deo u srednjoj trećini raspona grede i na oslonačke zone grede. Pri tome, strukturalni nedostaci drvenog dela spregnutih nosača imali su doprinos u različitom ponašanju ispitivanih greda što se može na prikazanim dijagramima uočiti. Između maksimalnih dostignutih vrednosti napona smicanja u trenutku loma postoji značajna razlika među uzorcima svake serije u opsegu od 8-22 N/mm², što ukazuje na anizotropnost i strukturnu heterogenost drveta kao materijala.

Analizom dobijenih rezultata i primenom izraza koji opisuju stanje napona u izabranoj tački nekog preseka dolazi se do zaključka da se pravac glavne dilatacije ε_l skoro poklapa sa horizontalnim pravcem dilatacije ε_0 .

6.5.3 Pomeranje u spojnoj ravni drveta i betona u oslonačkim presecima spregnutih greda serija „A“ i „B“

Pomeranje u spoju drveta i betona u oslonačkim presecima sagledano je u odnosu na horizontalna međusobna pomeranja drveta i betona usled popuštanja spojnih sredstava (zavrtnjeva) ili spojnih sistema (zavrtnanj+betonski žleb sa zavrtnjem) izazvanim smičućom silom koja se javlja u toj ravni. Pomeranja su merena dilatometerima (LVDT) koji su utvrdili tačnu meru pomeranja gornjeg, betonskog dela u odnosu na donji, drveni deo nosača. Merenja su vršena i u levom i u desnom osloncu svih uzoraka pojedinačno. Pregled rezultata merenja uzoraka obeju serija dat je u tabeli 6.5.3.1.

Tabela 6.5.3.1 Vrednosti pomeranja drvenog u odnosu na betonski deo preseka u osloncima

Uzorak	F _{max} [kN]	U5h [mm]	U4h [mm]	EI [kNm ²]
BF-1	68,19	4,75	4,27	1049,52
BF-2	90,33	3,89	4,095	825,51
BF-3	83,43	3,76	4,095	713,46
BN-1	79,67	0,49	0,75	1294,47
BN-2	89,43	0,78	0,76	1215,94
BN-3	85,79	0,65	0,63	1344,68

6.6 Uporedna analiza rezultata eksperimentalnih istraživanja spregnutih nosača serija „A” i „B”

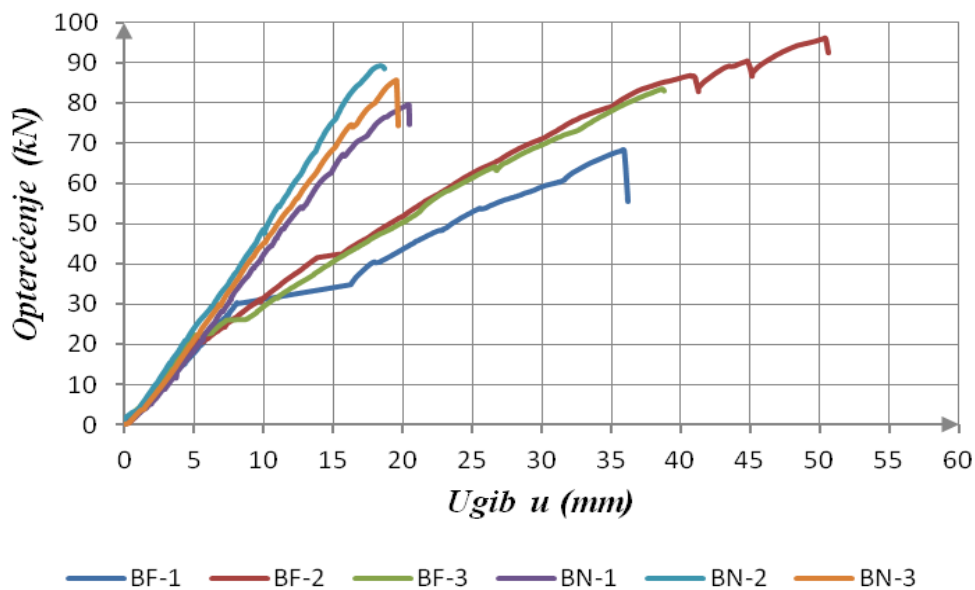
Na osnovu prikazanih rezultata eksperimentalnog istraživanja spregnutih greda serija „A” i „B” i uočenog ponašanja sa naponsko-deformacijskog aspekta, u ovom poglavlju, kroz grafičke prikaze i uporednu analizu biće prikazana uporedna analiza.

U tabeli 6.6.1 date su uporedne pojedinačne i osrednjene vrednosti najznačajnijih parametara kojima je moguće opisati svojstva i mehanizam loma ispitivanih uzoraka (sila loma, vrednosti unutrašnjih sila u karakterističnim presecima, veličine ugiba u polovini raspona, pomeranja između drvenog i betonskog dela spregnutog preseka, krutost na savijanje). Prikazane vrednosti su dobijene merenjem ili računski za opterećenje loma.

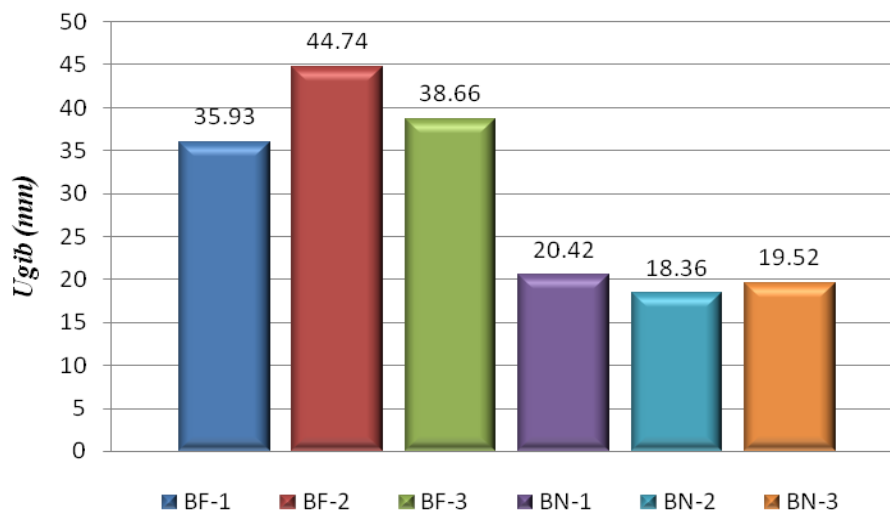
Tabela 6.6.1 Rezultati eksperimentalnog ispitivanja spregnutih nosača tipa „A” i tipa „B”

Uzorak	F_{max} [kN]	M_{max} [kNm]	T_{max} [kN]	$U1_{max}$ [mm]	U4h [mm]	U5h-D3 [mm]	EI [kNm ²]
BF-1	68,19	28,41	85,23	35,93	4,27	0,01	1049,52
BF-2	90,33	37,63	112,91	44,74	4,095	0,05	825,51
BF-3	83,43	34,76	104,28	38,66	4,095	0,002	713,46
BN-1	79,67	33,19	99,58	20,42	0,75	0,018	1294,47
BN-2	89,43	37,26	111,79	18,36	0,76	0,020	1215,94
BN-3	85,79	35,74	107,23	19,52	0,63	0,023	1344,68
Sr. vred. BF-i	80,65	33,60	100,81	39,78	4,15	0,0207	862,83
Sr. vred. BN-i	84,96	35,40	106,20	19,43	0,713	0,0203	1285,03
Statistička analiza rezultata serije BF-i							
St. devijacija	11,33	4,72	14,16	4,51	0,10	0,0257	141,11
Karakt. vred.	42,45	17,69	53,05	24,57	3,81	-0,066	285,89
Koef. var. (%)	14,0	14,0	14,0	11,3	2,4	1,244	19,8
Statistička analiza rezultata serije BN-i							
St. devijacija	4,93	2,06	6,17	1,03	0,072	0,0025	64,89
Karakt. vred.	68,33	28,46	85,40	15,95	0,469	0,0118	1066,25
Koef. var. (%)	5,8	5,8	5,8	5,3	10,1	12,4	5,0

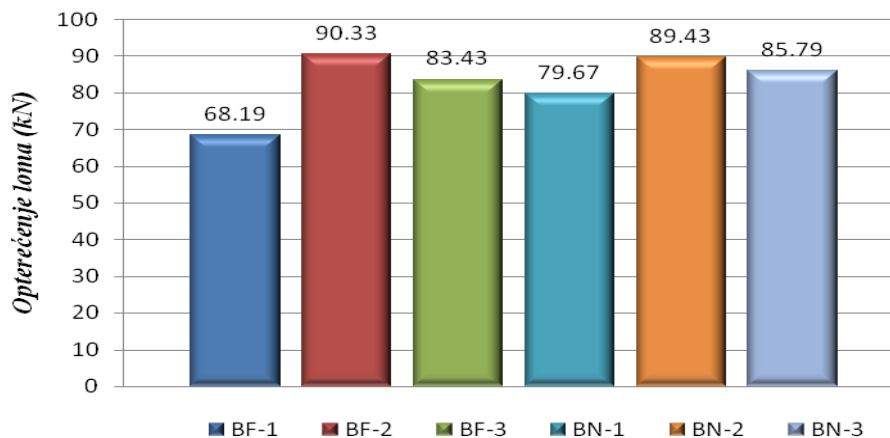
Ispitivane grede su upoređivane po odgovarajućim kriterijumima, a rezultati su dati na dijagramima 6.6.1-6.6.4.



Slika 6.6.1 Uporedni prikaz odnosa $F-u$ svih ispitivanih greda



Slika 6.6.2 Uporedni prikaz vrednosti ugiba u trenutku loma svih ispitivanih greda

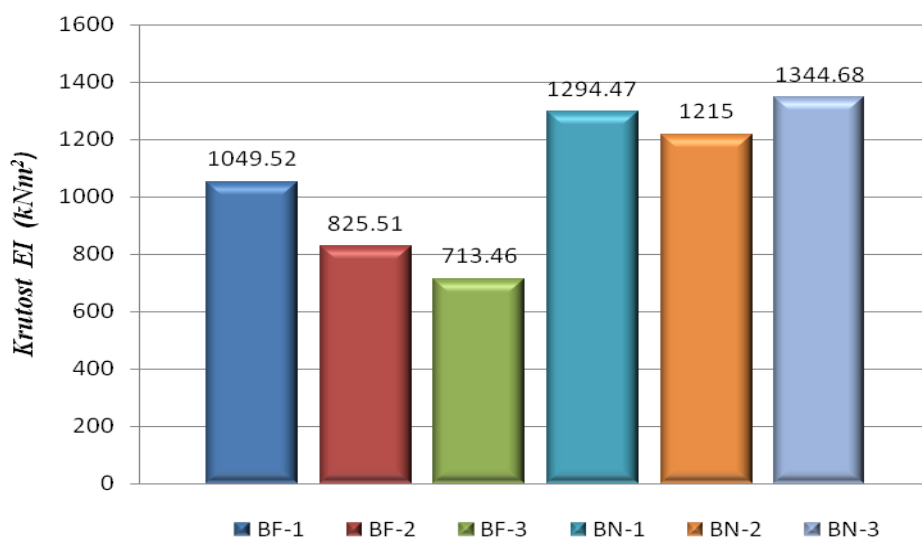


Slika 6.6.3 Uporedni prikaz vrednosti opterećenja u trenutku loma svih ispitivanih greda

Na slici 6.6.2 dat je uporedni prikaz dostignutih vrednosti ugiba u polovini raspona, u trenutku loma, svih ispitivanih greda, posebno.

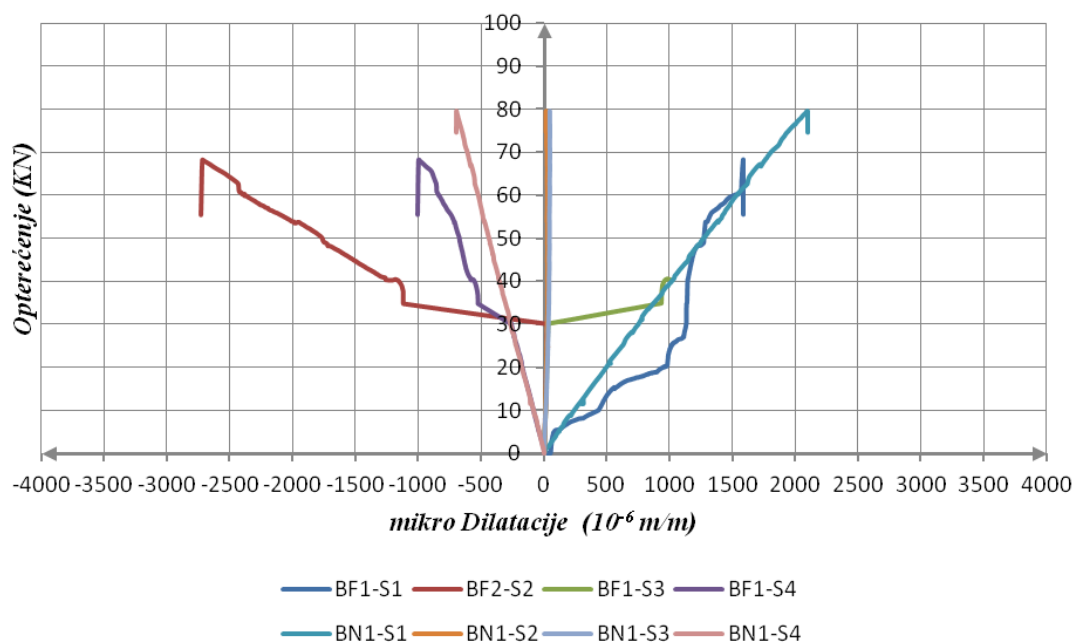
Na slici 6.6.3 dat je uporedni prikaz dostignutog nivoa priraštaja opterećenja u trenutku loma, svih ispitivanih greda, posebno.

Slika 6.6.4 daje uporedni prikaz sračunatih vrednosti krutosti na savijanje u trenutku loma svih ispitivanih greda sa oznakama BF-1, ...



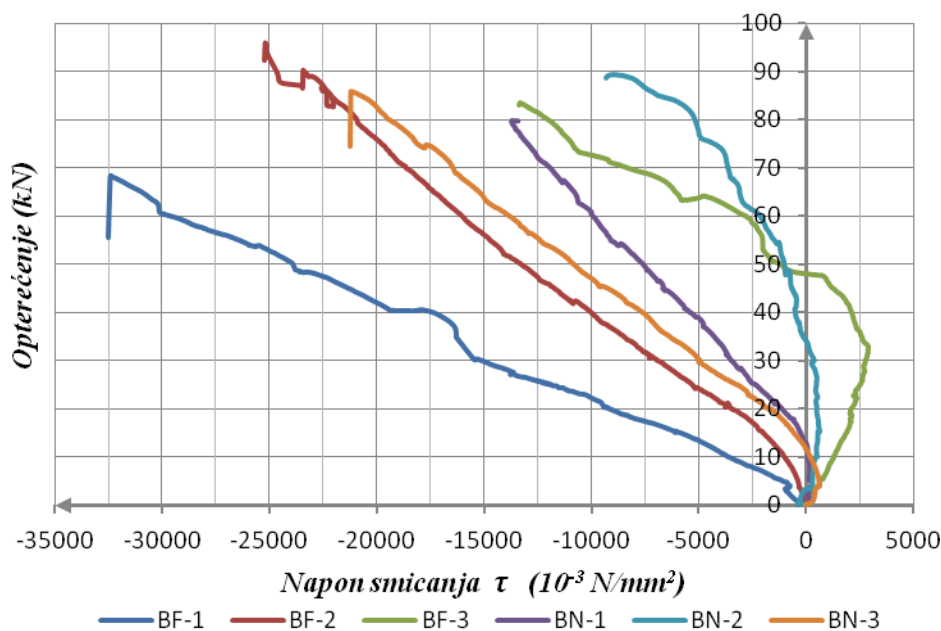
Slika 6.6.4 Uporedni prikaz sračunatih vrednosti krutosti na savijanje u trenutku loma svih ispitivanih greda

Uporedni prikaz dilatacija merenih na gornjim i donjim ivičnim vlaknima drvenog i betonskog dela spregnutog poprečnog preseka, u polovini raspona ispitivanih greda BF-1, serije „A” i BN-1, serije „B”, dat je na slici 6.6.5.



Slika 6.6.5 Uporedni prikaz izmerenih dilatacija greda BF-1 i BN-1

Na slici 6.6.6 dat je uporedni prikaz razvoja funkcije napona smicanja u zavisnosti od priraštaja opterećenja, u oslonačkim zonama, sa svaku ispitivanu gredu posebno.



Slika 6.6.6 Uporedni prikaz relacije $F-\tau$ ispitivanih greda

Na osnovu prikaza rezultata dobijenih ispitivanjem svih spregnutih greda serija „A” i „B” i njihovom uporednom analizom mogu se doneti sledeći zaključci:

- grede serije „A” lomile su se (otkaz nosivosti) pri prosečnom opterećenju od 80,65 kN, a grede serije „B” pri prosečnom opterećenju od 84,96kN. Može se zaključiti da je **nosivost greda serije „A” manja u odnosu na nosivost greda serije „B”, svega za 5%**. Bolje rečeno, ako se izuzme ponašanje uzorka BF-1 (ranije objašnjeni uzroci velikog odstupanja rezultata), grede obe serije pokazuju približno ujednačeno ponašanje u odnosu na aspekt nosivosti, pre prvih naznaka njenog urušavanja (različiti oblici loma i prevelike deformacije);
- upoređenjem maksimalnih vrednosti ugiba u polovini raspona može se konstantovati dvostruko deformabilnije ponašanje uzoraka serije „A”. Njihov prosečni ugib je **dva puta veći nego ugib greda serije „B”** pri približno jednakom nivou nanešenog opterećenja i pri istim geometrijskim karakteristikama. Objašnjenje se nalazi u razlikama izabranih spojnih sredstava (spojnih sistema) koja su korišćena za sprezanje drvenog i betonskog dela nosača. Ujednačenost vrednosti ugiba greda serije „B” je bolja nego ugiba serije „A”, što je posledica manjih strukturnih i fenomenoloških promena u drvenom delu preseka uzoraka serije „B”, tokom nanošenja opterećenja

(što veće deformacije, to je veći uticaj anizotropije i heterogenosti na konačne rezultate);

- c) osrednjena horizontalna pomeranja, izmerena u spoju između drveta i betona u oslončkim zonama (LVDT-U4h) uzoraka serije „B”, **približno šest puta su manja** nego ista pomeranja merena za nosače serije „A”. Ovo je direktna posledica vrste spojnog sistema korišćenog za sprezanje nosača serije „B”, koji se ogleda u minimalnoj popustljivosti, velikoj nosivosti samog spojnog sistema u odnosu na maksimalnu smičuću silu prisutnu u ovoj zoni i izraženoj krutosti spoja koja je analitički dokazana u Poglavlju 4;
- d) uporedni prikaz sračunatih vrednosti krutosti na savijanje u trenutku loma svih ispitivanih greda, dat na slici 6.6.4, očigledno daje prednost ispitivanim gredama serije „B”. Izraženo u brojkama, krutost na savijanje nosača serije „B” je za **32,85% veća** nego krutost nosača serije „A”. Pri ujednačenom nivou opterećenja loma koje karakteriše nosače serije „B”, dobijeni su ujednačeni iznosi krutosti na savijanje tih nosača. Ovo se pripisuje mehaničkim karakteristikama primenjenog spojnog sistema koji se sastoji od zavrtnjeva u kombinaciji sa betonskim žlebom. Njegova krutost direktno utiče na ponašanje uzoraka ove serije, na opštu krutost na savijanje, veličinu ugiba i na oblik loma (komentarisano je da se oblik loma greda serije „B” usled prekoračenja čvrstoće drveta na smicanje i zatezanje, lokalizuje na oslonččke zone i srednju trećinu raspona, ali to nije slučaj sa gredama serije „A” koje karakteriše završni lom, usled prekoračenja čvrstoće drveta na smicanje paralelno vlaknima, u formi pukotine koja se pruža kontinualno celom dužinom uzoraka u ravni bliskoj neutralnoj ravni složenog spregnutog poprečnog preseka).

Interesantno je ponašanje ispitivane grede serije „A”, BF-1. Ova greda pokazuje za 30-50% veću krutost u odnosu na krutost druge dve grede iz serije „A” pri čemu je vrednost opterećenja loma te grede za 20-30% manja od vrednosti opterećenja loma drugih dveju greda. Ako se krutost na savijanje grede BF-1 poredi sa krutošću na savijanje greda serije „B”, može se uočiti približavanje tih vrednosti u trenutku loma, pri čemu se razlika u nanetom opterećenju kreće oko 20%. Potreban je veoma mali priraštaj opterećenja, koje dovodi do loma, da se krutost grede BF-1 smanji i približi vrednostima krutosti greda BF-2 i BF-3. Ovo ukazuje da se grede obe serije do nivoa nanešenog opterećenja od 50-60%, sa aspekta krutosti na savijanje, pona-

šaju slično, a da nakon toga nastaju razlike kao posledica različitih mehaničkih karakteristika upotrebljenih spojnih sredstava;

- e) zbog mnoštva podataka koji karakteriše razvoj dilatacija merenih u preseku na polovini raspona ispitivanih greda kao i ranije predstavljene ujednačenosti dilatacija na nivou pojedinih serija, slika 6.6.5 predstavlja zajednički prikaz razvoja dilatacija uzoraka BF-1 i BN-1. Razvoj dilatacija je slika svega navedenog pod a), b), c) i d). Povoljnije mehaničko ponašanje u smislu veze opterećenja i priraštaja dilatacija, odnosno napona, kod greda serije "B" u poređenju sa serijom "A" može se uočiti sa dijagrama na slici 6.6.5. Veća krutost, tj. manja deformabilnost greda serije „B”, ima uticaja na preraspodelu napona, tj. dilatacija po visini izabranog preseka i dijagram dilatacija to jasno pokazuje. Za približno isti nivo dostignutog opterećenja loma, vrednosti dilatacija su u približno jednakim okvirima, ali je razvoj dilatacija u preseku na polovini polovine raspona nosača BN-1 mnogo pravilniji (linearniji) nego kod nosača BF-1. Dilatacije u zoni spoja drveta i betona serije BN-1 imaju vrednosti bliske nuli i jednake sve do opterećenja loma, što ukazuje na dostignuti visoki stepen sprežanja, tj. na ostvareno tkzv. kruto sprežanje. Grede serije „A”, prema merenim dilatacijama već pri nivou od oko 30% opterećenja loma, pokazuju razlike u intenzitetu i čak znaku naprežanja što pokazuje da se radi o elastičnom sprežanju zbog deformabilnosti spojnih sredstava i pomeranja u spojnoj ravni drveta i betona;
- f) u odnosu na stanje napona smicanja u oslonačkim zonama, na osnovu dijagrama na slici 6.6.6, koji prikazuje relaciju opterećenje-napon smicanja, u funkciji merenih i sračunatih glavnih dilatacija ε_1 i ε_2 , može se ustanoviti da se vrednost napona smicanja u gredama serije „B” kreće u opsegu od 10-20 N/mm², a u gredama serije „A” u opsegu od 15-35 N/mm². Nelinearnost razvoja funkcije realcije $F-\tau$ ukazuje na neravnomeran i neujednačen lom usled prekoračenja čvrstoće na smicanje drveta paralelno vlaknima, tj. ravnima u kojima je dominantan razvoj dilatacije ε_1 . Zahvaljujući većoj krutosti na savijanje nosača serije „B” niže su vrednosti dilatacija, a samim tim i niži ostvareni nivo naprežanja na smicanje u osloncima.

7. NUMERIČKO MODELIRANJE SPREGNUTIH NOSAČA

Numeričko modeliranje konstrukcija je moćan istraživački metod kojim se može simulirati niz fizičkih procesa i uticaja koji određuju njihovo mehaničko ponašanje tokom eksploatacionog veka u određenom vremenskom intervalu. Na taj način se može doći do karakteristika nekih fenomena u ponašanju konstrukcija, u relativno kratkom roku i uz manje troškove, što najčešće nije svojstvo eksperimentalnog istraživanja. Ovo je posebno značajno primeniti pri analizi konstrukcija ili njihovih elemenata koje zahtevaju ispitivanje model-realni model u odnosu 1:1.

Treba imati u vidu da modeliranje nekih specifičnosti u ponašanju konstrukcija koje uključuju veliki broj parametara, kao i nedovoljno poznavanje graničnih uslova ili upotreba neodgovarajućih ili matematički nedovoljno razvijenih, neadaptabilnih konačnih elemenata može dati veoma zahtevne modele koji se u računskom smislu ne mogu realizovati.

Numeričko modeliranje spregnutih nosača serije „A” i serije „B” je sprovedeno primenom metode konačnih elemenata (*Finite element method-FEM*), kroz korišćenje softverskog paketa ABAQUS 6.11. Ovim postupkom moguća je verifikacija rezultata dobijenih eksperimentalnim ispitivanjem spregnutih greda kao i odgovarajuća analiza ispoljenih fenomena u ponašanju greda u odnosu na različito izabrane zakone materijala modela sa aspekta elastičnosti, viskoelastičnosti ili plastičnosti. Modeliranjem u ABAQUS-u omogućena je 3D (tro-dimenzionalna) linearna analiza elemenata spregnutih greda na osnovu odgovarajućih usvojenih zakona materijala, detaljnije opisanih u nastavku.

7.1 Model materijala drveta-transverzalna ortotropija

Model ponašanja materijala drveta koji je usvojen za numeričku evaluaciju eksperimentalnog istraživanja podrazumeva tkzv. linearno elastičnu, transverzalnu ortotropiju.

Linearno-elastično ponašanje drveta kao transverzalno ortotropnog materijala može se definisati odgovarajućom matricom krutosti koja se sastoji od 9 međusobno nezavisnih parametara. Za takav model ponašanja relacija napon-dilatacija ima formu:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{23} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{1111} & D_{1122} & D_{1133} & 0 & 0 & 0 \\ & D_{2222} & D_{2233} & 0 & 0 & 0 \\ & & D_{3333} & 0 & 0 & 0 \\ & & & D_{1212} & 0 & 0 \\ & sym & & & D_{1313} & \\ & & & & & D_{2323} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \gamma_{12} \\ \gamma_{13} \\ \gamma_{23} \end{Bmatrix} = [D^{el}] \begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \gamma_{12} \\ \gamma_{13} \\ \gamma_{23} \end{Bmatrix}. \quad (7.1.1)$$

„Inženjerske konstante“, D_{ijkl} , materijala čije se ortotropno ponašanje usvaja kao model, zasnovane su na eksperimentalno utvrđenim ili na osnovu standarda, usvojenim vrednostima mehaničkih parametara krutosti u odgovarajućim pravcima. Konstante se mogu sračunati na osnovu sledećih relacija i sa dobijenim vrednostima se unose u odgovarajućem koraku numeričkog modeliranja u softveru ABAQUS.

$$D_{1111} = E_1(1 - \nu_{23}\nu_{32})Y \quad (7.1.2)$$

$$D_{2222} = E_2(1 - \nu_{13}\nu_{31})Y \quad (7.1.3)$$

$$D_{3333} = E_3(1 - \nu_{12}\nu_{21})Y \quad (7.1.4)$$

$$D_{1122} = E_1(\nu_{21} + \nu_{31}\nu_{23})Y = E_2(\nu_{12} + \nu_{32}\nu_{13})Y \quad (7.1.5)$$

$$D_{1133} = E_1(\nu_{31} + \nu_{21}\nu_{32})Y = E_3(\nu_{13} + \nu_{12}\nu_{23})Y \quad (7.1.6)$$

$$D_{2233} = E_2(\nu_{32} + \nu_{12}\nu_{31})Y = E_3(\nu_{23} + \nu_{21}\nu_{13})Y \quad (7.1.7)$$

$$D_{1212} = G_{12} \quad (7.1.8)$$

$$D_{1313} = G_{13} \quad (7.1.9)$$

$$D_{2323} = G_{23} \quad (7.1.10)$$

Konstanta Y može se sračunati pomoću izraza:

$$Y = \frac{1}{1 - \nu_{12}\nu_{21} - \nu_{23}\nu_{32} - \nu_{31}\nu_{13} - 2\nu_{21}\nu_{32}\nu_{13}} \quad (7.1.11)$$

Ako su elementi matrice krutosti date direktno, u software ABAQUS mora se, za ravno stanje napona, uvesti ograničenje određeno uslovom da je $\sigma_{33} = 0$. Pored toga, kako bi se obezbedila stabilnost konstitutivnog zakona materijala i samim tim dobila odgovarajuća rešenja neophodno je ispuniti uslove koji se odnose na elastične konstante („inženjerske konstante“) određene sledećim relacijama:

$$D_{1111}, D_{2222}, D_{3333}, D_{1212}, D_{1313}, D_{2323} > 0 \quad (7.1.12)$$

$$|D_{1122}| < (D_{1111} D_{2222})^{\frac{1}{2}} \quad (7.1.13)$$

$$|D_{1133}| < (D_{1111} D_{3333})^{\frac{1}{2}} \quad (7.1.14)$$

$$|D_{2233}| < (D_{2222} D_{3333})^{\frac{1}{2}} \quad (7.1.15)$$

$$\det(D^{el}) > 0 \quad (7.1.16)$$

Poslednja relacija u nizu iznad, može se napisati u formi:

$$D_{1111} D_{2222} D_{3333} + 2D_{1122} D_{1133} D_{2233} - D_{2222} D_{1133}^2 - D_{1111} D_{2233}^2 - D_{3333} D_{1122}^2 > 0 \quad (7.1.17)$$

Ova ograničenja u odnosu na parametre krutosti u oblasti elastičnosti su ekvivalentna ograničenjima koja važe za „inženjerske konstante“ i može se očekivati neadekvatnost rezultata ukoliko je leva strana nejednakosti približna vrednosti 0.

7.2 Materijalni model betona i čelika-linearno-elastično ponašanje

U numeričkom modeliranju eksperimentalnog istraživanja spregnutih greda tipa drvo-beton, izloženih statičkom savinju do loma u „*four point bending*“ testu, beton kao materijal i spojna sredstva (zavrtnjevi-čelik), tretirani su kao izotropni materijali i usvojeni su konstitutivni zakoni ponašanja u linearno-elastičnoj oblasti.

Ukupno naponsko stanje definisano je dobro poznatom relacijom:

$$\sigma = D^{el} \varepsilon^{el},$$

gde je:

σ ukupan napon (Cauchy stress in finite-strain problems),

D^{el} elastična matrica krutosti u tenzorskoj formi,

ε^{el} ukupna elastična dilatacija, (log strain in finite-strain problems).

Treba naglasiti, zbog stabilnosti rešenja, da ovaj materijalni model ne treba koristiti ako se očekuju velike elastične dilatacije. U tom slučaju za modeliranje izotropnih osobina betona i čelika u oblasti elastičnog ponašanja treba koristiti hiperelastični materijalni model.

7.3 Modeliranje veze između betona, drveta i spojnog sredstva tehnikom „*embedded element*”

„*Embedded element*” tehnika koristi se za modeliranje veze štapastog spojnog sredstva koje se jednim svojim delom nalazi u betonskoj ploči, a drugim u drvenoj gredi spregnutog nosača. Prilikom modeliranja mora se voditi računa o geometrijskom odnosu čvorova konačnih elemenata ugrađenog zavrtnja i čvorova konačnih elemenata drvene grede i betonske ploče odnosno elemenata koji se tretiraju kao „domaćini” u odnosu na element koji se ugrađuje.

Različiti tipovi elemenata mogu se koristiti u ovoj tehnici: dvodimenzionalni modeli (*two-dimensional models*), trodimenzionalni modeli (*three-dimensional models*), osnosimetrični modeli (*axisymmetric models*). Međutim, broj stepeni translatornih pomeranja u čvorovima elementa koji se ugrađuje mora biti jednak broju stepeni translatornih pomeranja čvorova elementa „domaćina”. U ovoj tehnici moguće je koristiti i određenu geometrijsku toleranciju koja definiše meru udaljenosti čvora elementa koji se ugrađuje od najbližih čvorova elementa „domaćina”.

7.4 Numeričko modeliranje-rezultati

Na osnovu usvojenih konstitutivnih zakona materijala, očekivanog mehaničkog ponašanja elemenata spregnutih nosača tipa drvo-beton i niza pratećih eksperimentalnih istraživanja radi utvrđivanja parametara popustljivosti spojnog sistema, formirana je geometrija modela i raspored opterećenja koji u potpunosti odgovaraju proceduri sprovedenoj tokom eksperimentalnog ispitivanja spregnutih greda tipa „A” i tipa „B”. Nosači su modelirani u celosti kao proste grede i shodno takvom statičkom modelu, krajnjem osloncu nosača omogućeno je pomeranje u horizontalnom pravcu, ali ne i u vertikalnom. Modeli takođe sadrže čelične ploče u zonama unosa koncentrisanog opterećenja i u oslonačkim zonama kako bi se smanjila koncentracija napona. Spojna sredstva su modelirana kao posebni entiteti korišćenjem „*embedded element*” tehnike i tretirani su kao „*beam*” elementi.

Armirano-betonska ploča i drvena lepljena lamelirana greda modelirani su korišćenjem „*solid*” konačnih prostornih 3D elemenata sa 8 čvorova, tipa C3D8R. Ovi elementi u svakom čvoru imaju 6 stepeni slobode, tri pomeranja i tri rotacije.

Analiza mrežne diskretizacije je sprovedena s ciljem određivanja kompatibilne veličine konačnih elemenata u odnosu na materijalnu heterogenost greda. Finija mrežna diskretizacija usvojena je u zoni kontakta spojnih sredstava, imajući u vidu njihov cilindrični oblik,

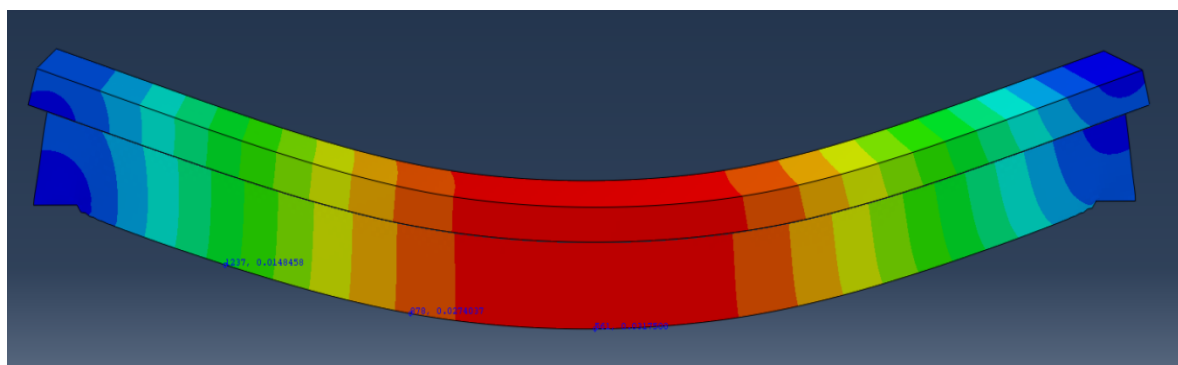
sa drvenim i betonskim delovima nosača, kao i u oslonačkim zonama greda kako bi se što preciznije dobila vrednost horizontalnog pomeranja između njihovog drvenog i betonskog dela. Numerička analiza je sprovedena sa malim pomeranjima...

Materijalne konstante i fizički parametri korišćeni prilikom modeliranja u ABAQUS-u, a u skladu sa usvojenim konstitutivnim zakonima materijala, date su u tabeli 7.1.

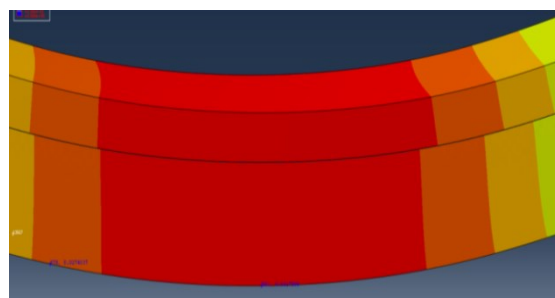
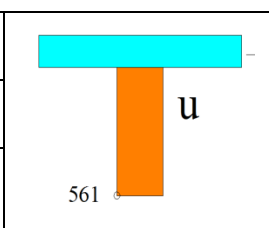
Tabela 7.1 Materijalne konstante modela materijala korišćenih u FE modeliranju

	Drvo	Beton	Čelik
Moduli elastičnosti, E (MPa)			
E1	12315	30000	210000
E2	410,5	30000	210000
E3	410,5	30000	210000
Poisson-ovi koeficijenti, ν			
ν_{12}	0,4	0,2	0,3
ν_{13}	0,4	0,2	0,3
ν_{23}	0,4	0,2	0,3
ν_{12}	0,4	0,2	0,3
Moduli smicanja G (MPa)			
G_{12}	146,4	12500	79300
G_{13}	800,48	12500	79300
G_{23}	800,48	12500	79300
„Inženjerske konstante“			
D_{1111}	12516	-	-
D_{1122}	275,16	-	-
D_{2222}	494,12	-	-
D_{1133}	275,16	-	-
D_{2233}	201,32	-	-
D_{3333}	494,12	-	-
D_{1212}	146,4	-	-
D_{1313}	800,48	-	-
D_{2323}	800,48	-	-

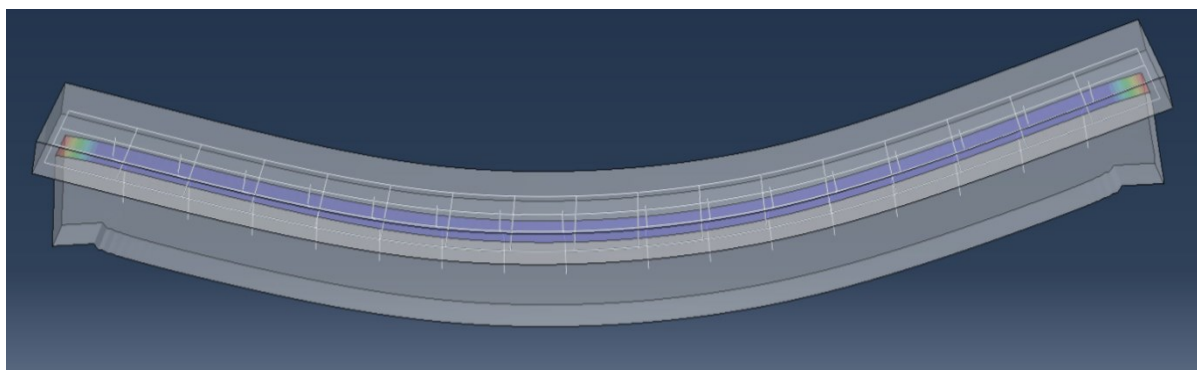
Na narednim stranama, u tabelarnoj formi, dati su rezultati po različitim naponsko deformacionim parametrima, značajnim za uporednu analizu spregnutih greda serija „A“ i „B“, dobijeni numeričkim modeliranjem. Svaka greda predstavlja reprezent svoje serije i opterećena je u skladu sa eksperimentalnom procedurom, osrednjenom vrednošću nanešenog opterećenja loma pojedinih spregnutih greda iz te serije.



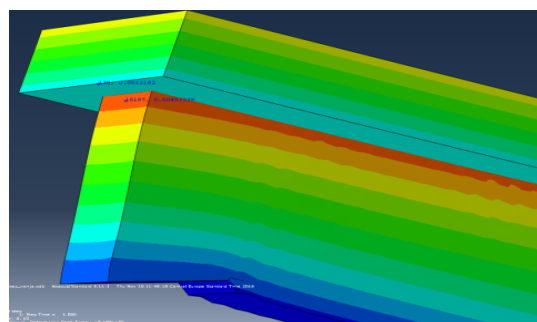
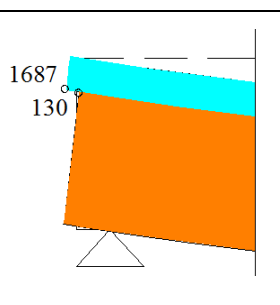
Ugib, sredina raspona	
Čvor	u (mm)
561	31,75



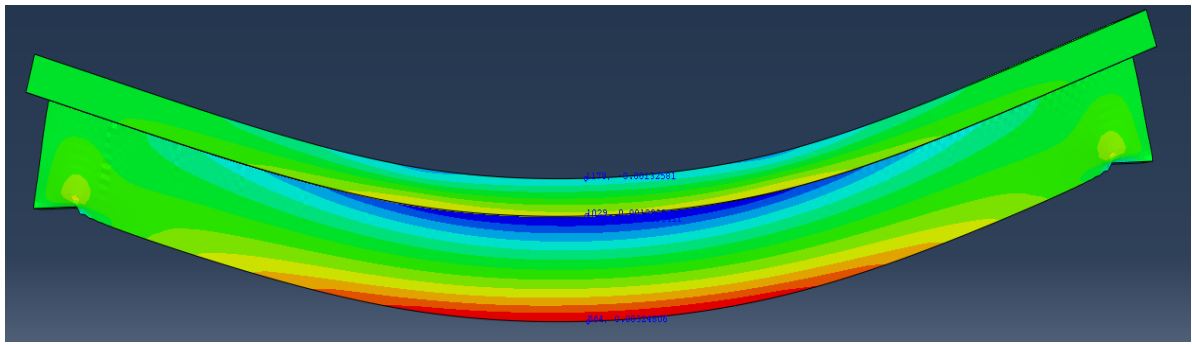
Slika 7.1 Prikaz vertikalne deformacije nosača serije „A”



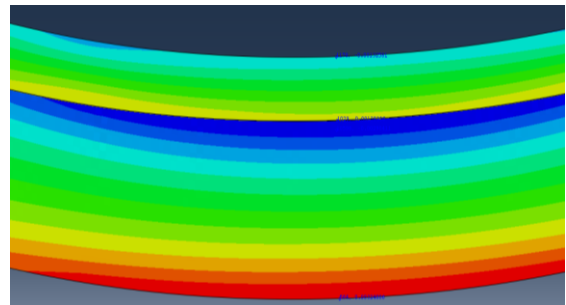
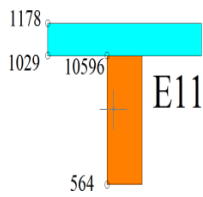
Pomeranje u spojnoj ravni betona-drvo,	
Čvor	u_h (mm)
130	1,21
1687	4,83
$u_{h-fin} = 3,62$	



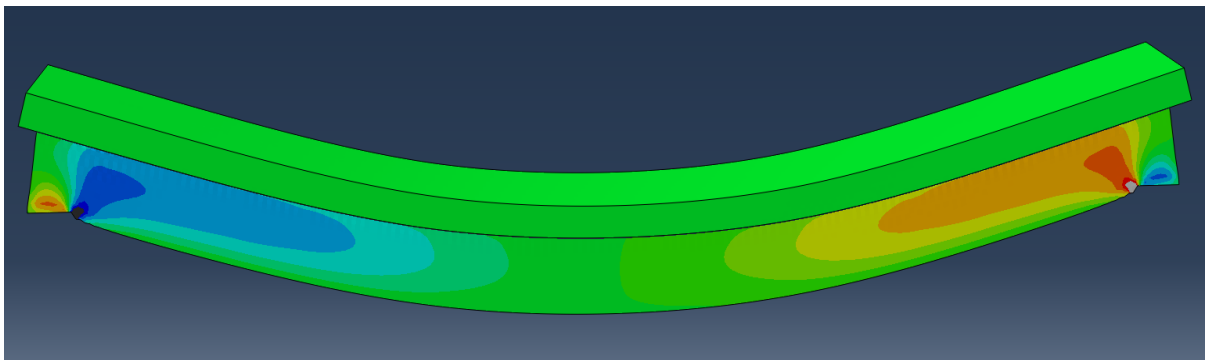
Slika 7.2 Pomeranje u ravni spoja drvenog i betonskog dela preseka- nosač serije „A”



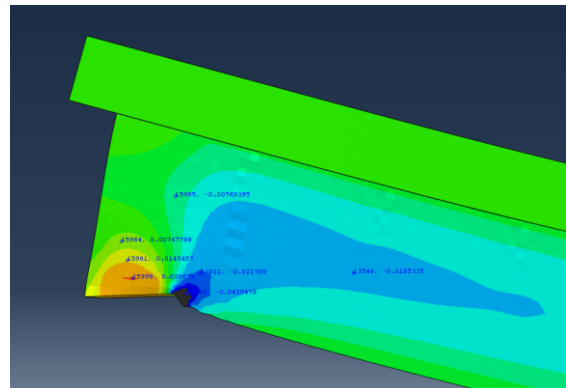
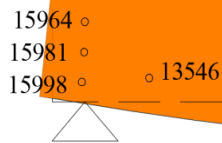
Dilatacije E11	
Čvor	ϵ
1178	-0,00132581
1029	0,00128336
10596	-0,00290411
564	0,00324806



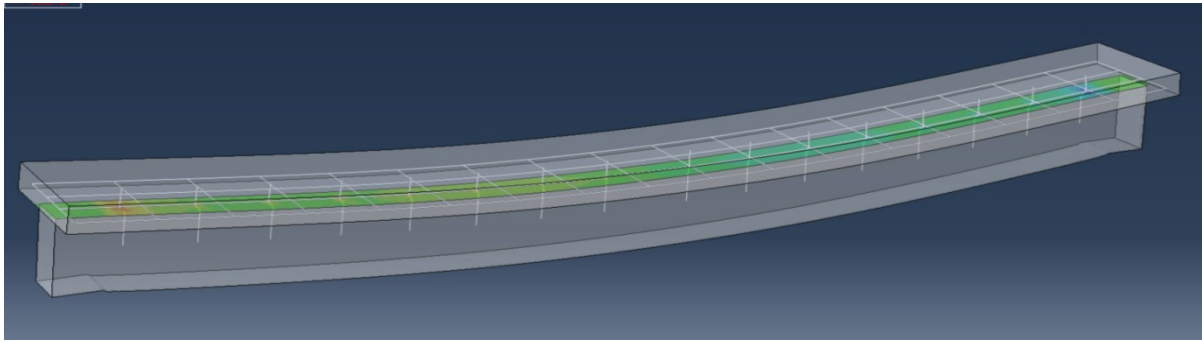
Slika 7.3 Vrednosti dilatacija E11-presek u polovini raspona nosača serije „A”



Dilatacije E12	
Čvor	ϵ
15964	0,007477
15981	0,014545
15998	0,020678
13546	-0,016533

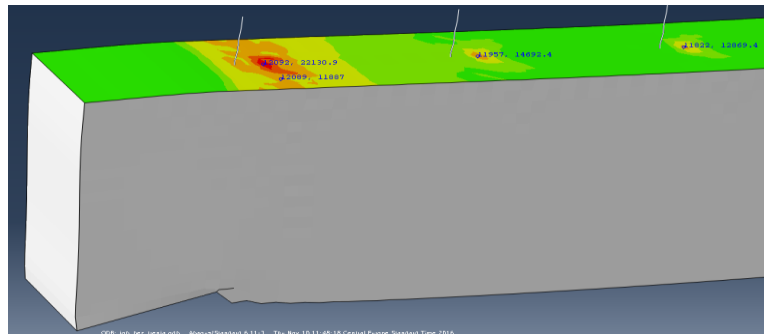


Slika 7.4 Vrednosti dilatacija E12 -oslonička zona nosača serije „A”

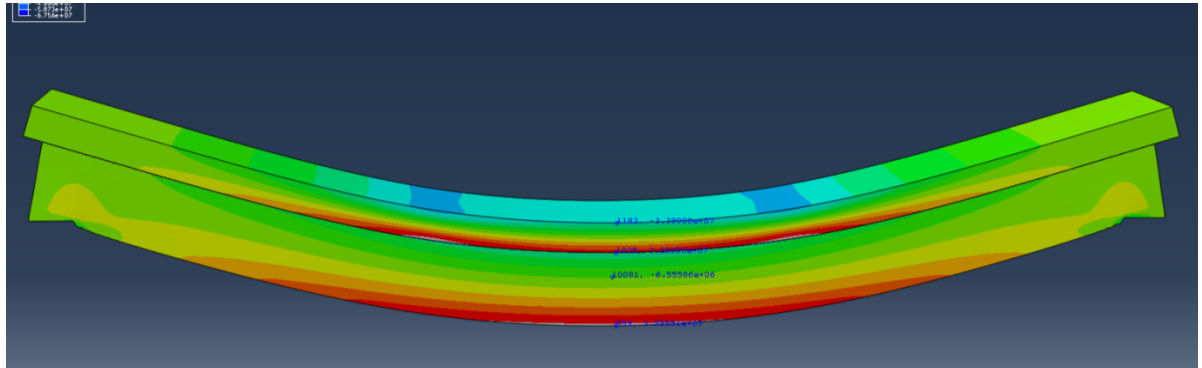


Napon smicanja u spojnoj ravni drvo-beton,

Čvor	τ_c [N/m ²]
12092	22130,9
11957	14692,4
11822	12869,4

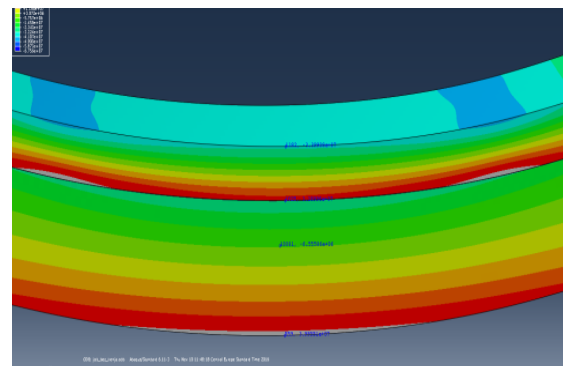
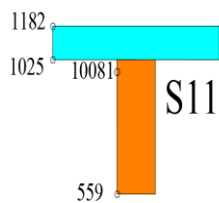


Slika 7.5 Napon smicanja u spojnoj ravni drvenog i betonskog dela preseka nosača serije „A”

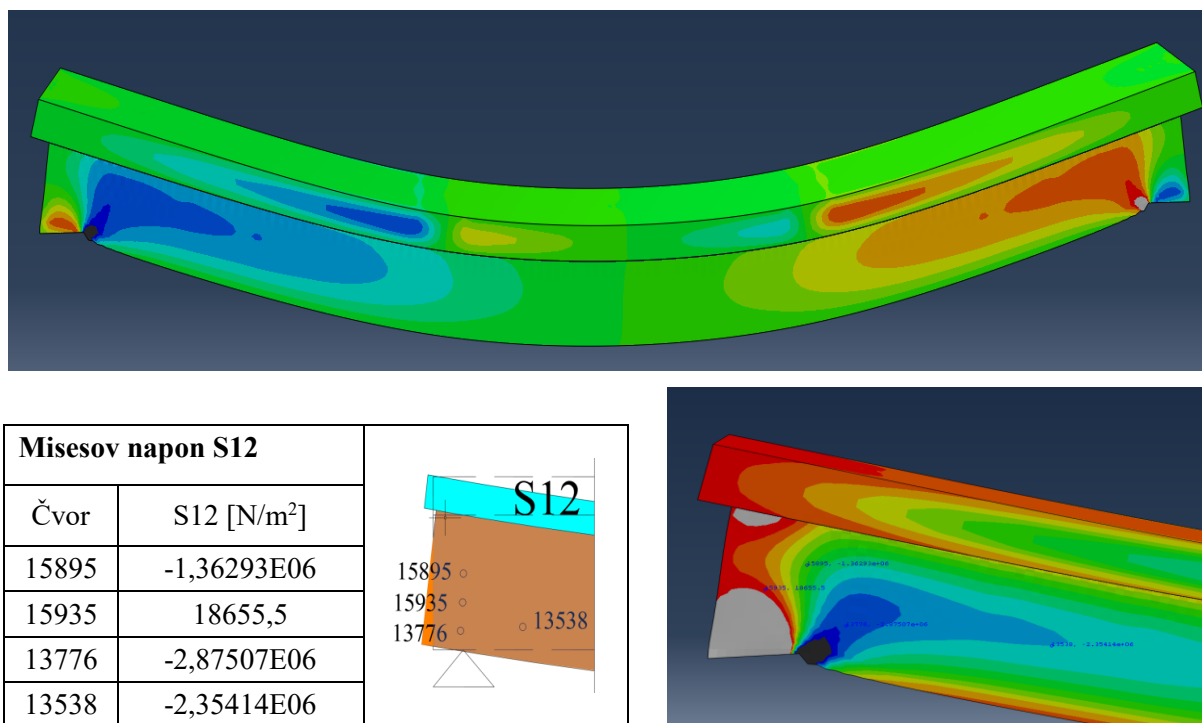


Misesov napon S11

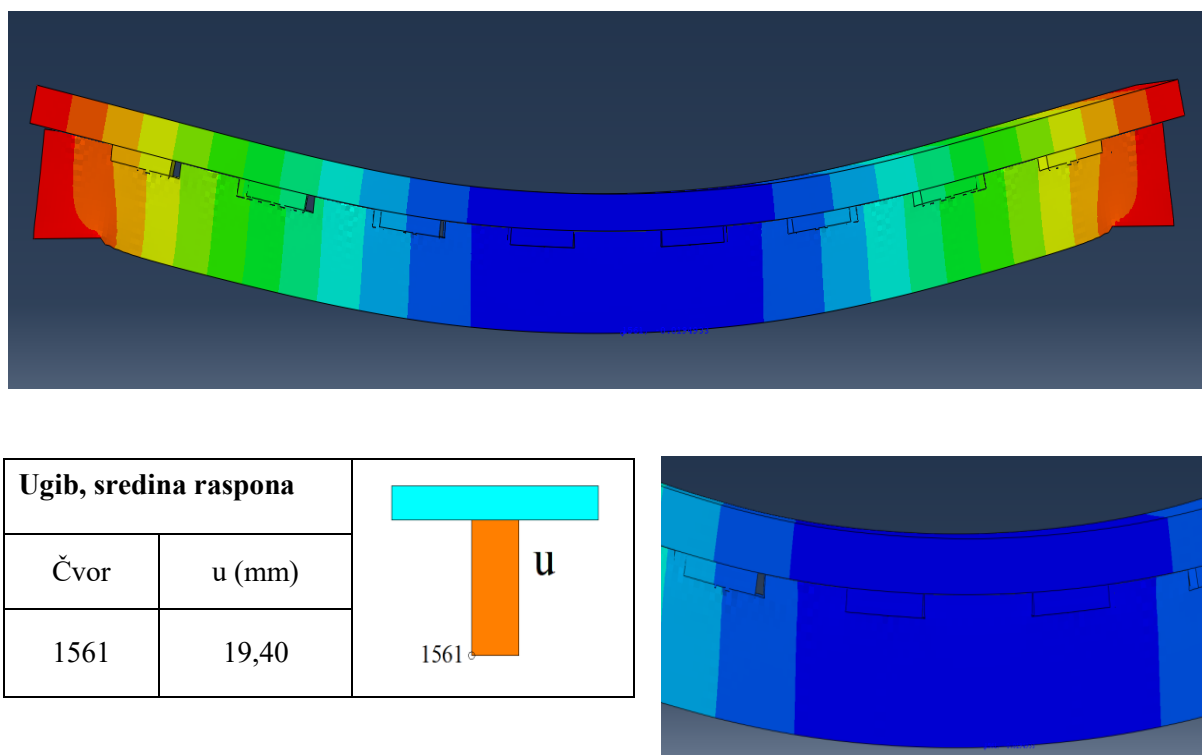
Čvor	S11 [N/m ²]
1182	-3,39907E07
1025	3,28998E07
10081	-6,55586E06
559	3,99551E07



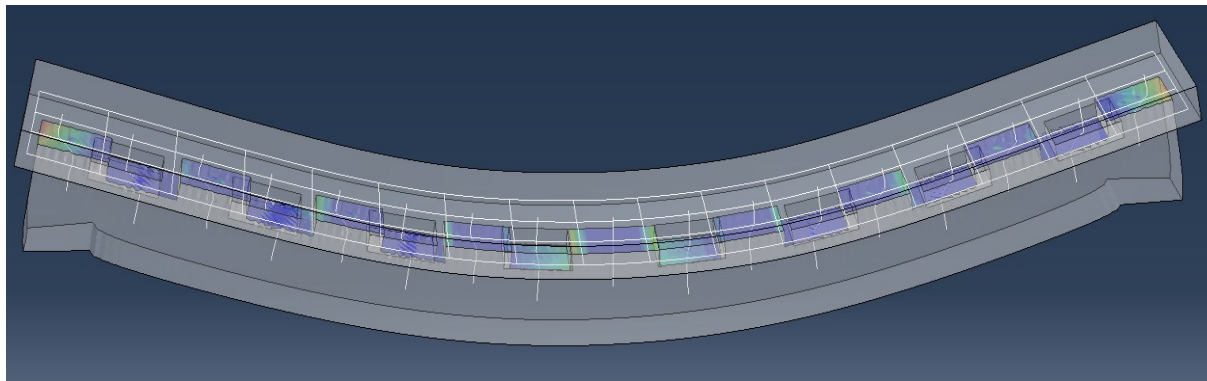
Slika 7.6 Raspodela napona S11-nosač serije „A”



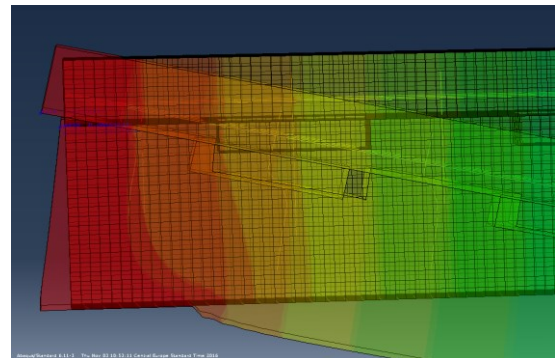
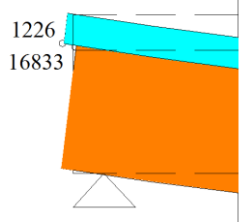
Slika 7.7 Raspodela napona S12-oslonička zona nosača serije „A”



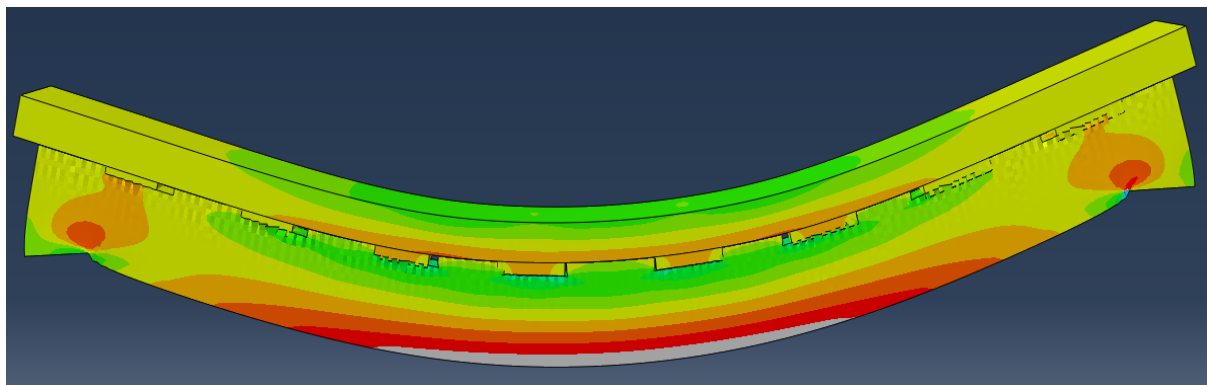
Slika 7.8 Prikaz vertikalne deformacije nosača serije „B”



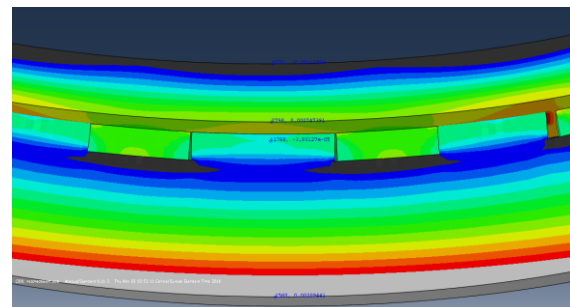
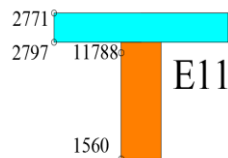
Pomeranje u spojnoj ravni betona-drvo,	
Čvor	u_h (mm)
1226	1,51
16833	0,62
$u_{h-fin} = 0,89$	



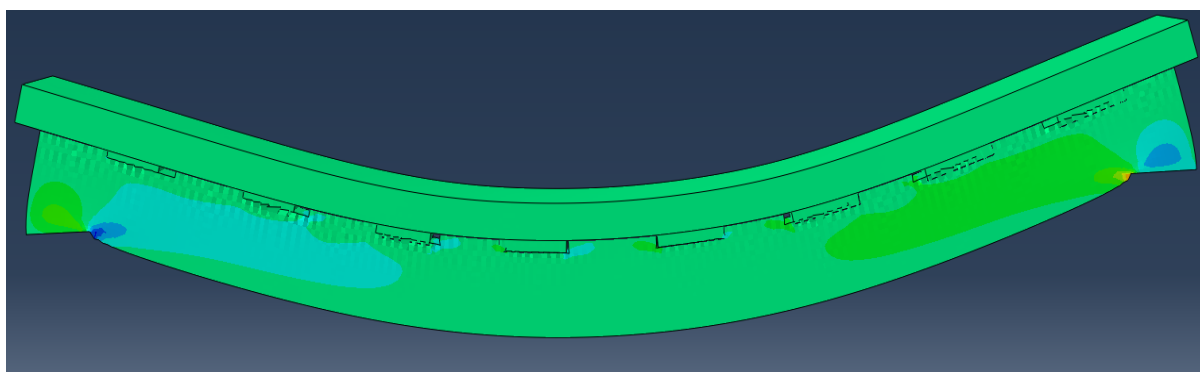
Slika 7.9 Pomeranje u ravni spoja drvenog i betonskog dela preseka- nosač serije „B”



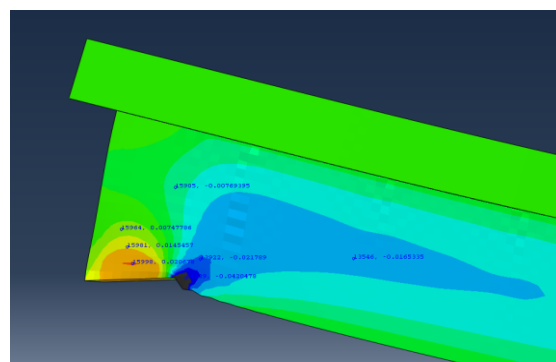
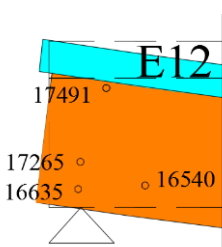
Dilatacije E11	
Čvor	ϵ
2771	-0,00110676
2796	0,000747391
11788	-3,93127E-05
1561	0,0020947



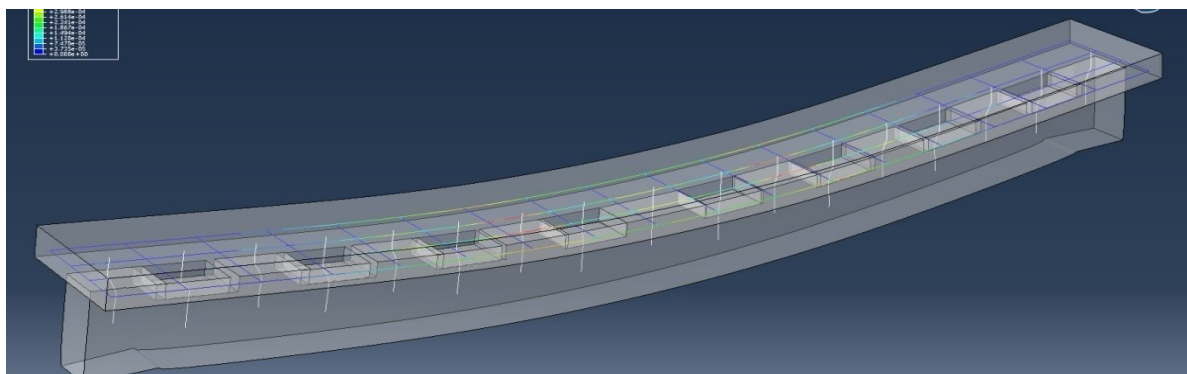
Slika 7.10 Vrednosti dilatacija E11-presek u polovini raspona nosača serije „A”



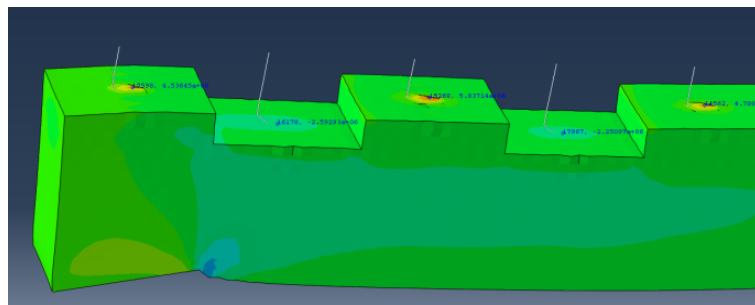
Dilatacije E12	
Čvor	ϵ
17491	0,0109645
17265	-0,0120427
16635	-0,0119814
16540	-0,0109627



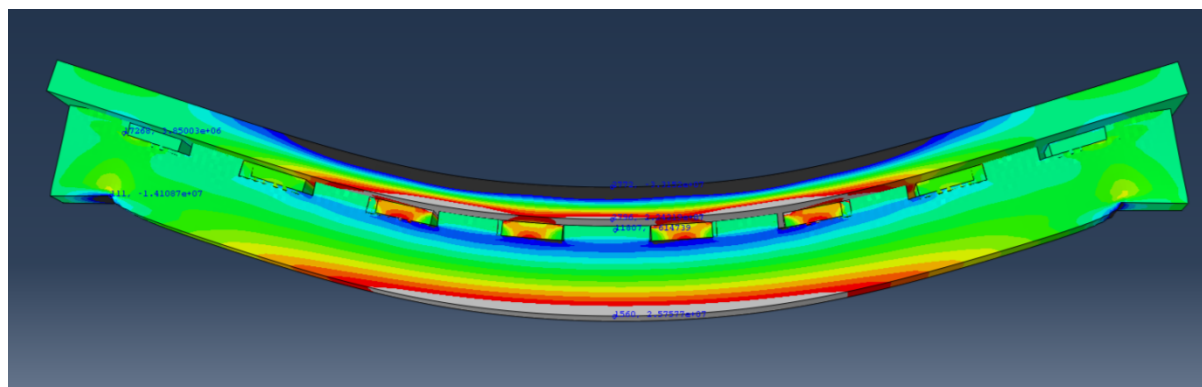
Slika 7.11 Vrednosti dilatacija E12-oslonička zona nosača serije „B”



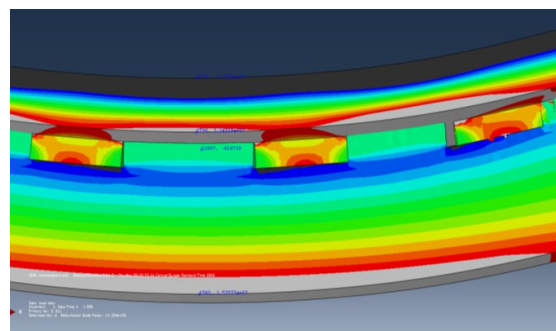
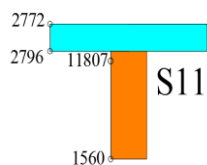
Napon smicanja u spojnoj ravni drvo-beton,	
Čvor	τ_c [N/m ²]
17598	4,53645E06
15268	5,83714E06
14562	4,78833E06



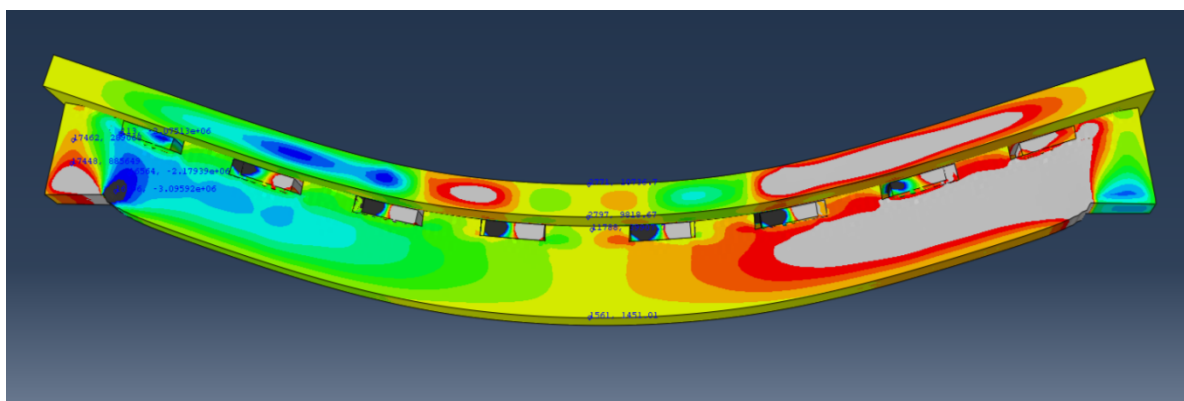
Slika 7.12 Napon smicanja u spojnoj ravni drvenog i betonskog dela preseka nosača serije „B”



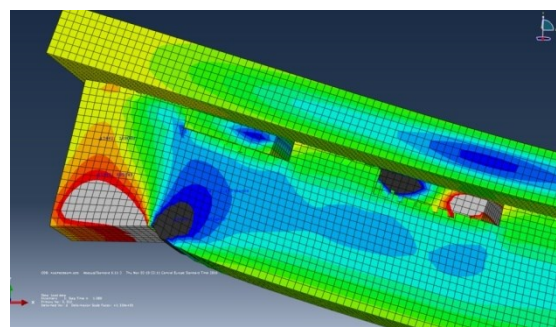
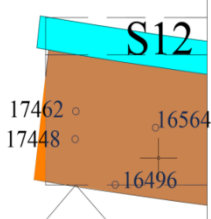
Misesov napon S11	
Čvor	S11 [N/m ²]
2772	-3,3152E07
2796	2,24219E07
11807	-614739
1560	2,57577E07



Slika 7.13 Raspodela napona S11-nosač serije „B”



Misesov napon S12	
Čvor	S12 [N/m ²]
17462	289068
17448	885649
16564	-2,17939E06
16496	-3,09592E06

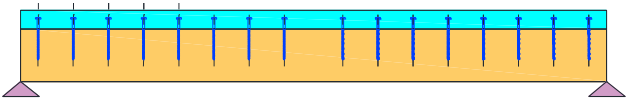
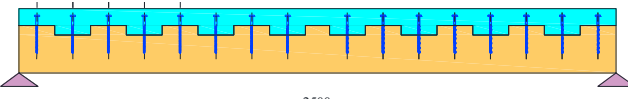


Slika 7.14 Raspodela napona S12-nosač serije „B”

7.5 Uporedna analiza rezultata numeričkog modeliranja reprezentativnih spregnutih nosača serija „A” i „B”

U tabeli 7.2 dat je uporedni prikaz rezultata dobijen teorijsko-numeričko-eksperimentalnom analizom reprezentativnih spregnutih nosača drvo-beton serije „A” (I tip sprezanja) i serije „B” (II tip sprezanja), po nekim deformacionim parametrima.

Tabela 7.2 Uporedni prikaz rezultata teorijsko-numeričko-eksperimentalne analize

GREDA SERIJE „A”			
	ANALITIČKA VREDNOST (EC 5)	NUMERIČKA VREDNOST (simulacija eksperim. u ABAQUS-u)	EKSPERIMENT. VREDNOST
Opterećenje neposredno pre loma [kN]	22,58	80,65	80,65
Maksimalni ugib [mm]	2,86	31,75	39,78
Pomeranje u spojnoj ravni beton-drvo, na mestu oslonca [mm]	1,06	3,62	4,15
GREDA SERIJE „B”			
	ANALITIČKA VREDNOST (EC 5)	NUMERIČKA VREDNOST (simulacija eksperim. u ABAQUS-u)	EKSPERIMENT. VREDNOST
Opterećenje neposredno pre loma [kN]	50,24	84,96	84,96
Maksimalni ugib [mm]	3,10	19,40	19,43
Pomeranje u spojnoj ravni beton-drvo, na mestu oslonca [mm]	0,24	0,89	0,713

Numeričko modeliranje mehaničkog ponašanja greda serija „A” i „B”, u software-u ABAQUS, zasnovano je na osrednjenim vrednostima mehaničkih i fizičkih svojstava drveta, betona i čelika, dobijenih ispitivanjem. Na osnovu izabranih odgovarajućih konstitutivnih zakona ponašanja materijala spregnutih greda (beton i čelik tretirani su kao elastični izotropni

materijali, drvo kao ortotropno elastični materijal) numeričkim modeliranjem, na ovom nivou, data je verna „ekranizacija” svih dobijenih eksperimentalnih rezultata u „prosečnom” trenutku loma ispitivanih greda obe serije.

Očekivano dobro poklapanje numeričkih i eksperimentalnih rezultata dato je u tabeli 7.2, ali i očekivano neslaganje sa analitičkim rezultatima zbog sasvim drugačijeg pristupa njihovog određenja zasnovanog na konceptu proračuna prema graničnim stanjima u kome se koriste probabilističke vrednosti mehaničkih parametara.

Analitička vrednost opterećenja loma za spregnutu gredu serije „A” u iznosu od 22,58 kN, dobijena je iz uslova iskorišćenja čvrstoće pri smicanju drvenog dela spregnute grede opterećene poprečnim opterećenjem. Ta vrednost je posledica uračunatih parcijalnih koeficijenata sigurnosti za vrstu materijala kao i činjenice da je računaska vrednost čvrstoće pri smicanju, $f_{v,d}$, određena na osnovu karakteristične vrednosti čvrstoće pri smicanju, $f_{v,k}$. Karakteristična vrednost čvrstoće pri smicanju data je u tabeli 5.2.1.2 i dobijena je statističkom obradom rezultata eksperimentalno dobijenih pri ispitivanju uzoraka aksijalno opterećenih na zatezanje, u skladu sa SRBS EN 408.

Analitičke vrednosti ugiba u sredini raspona i pomeranja u zoni oslonca imaju teorijski karakter i dobijene se za analitičku vrednost opterećenja loma u iznosu od 22,58kN.

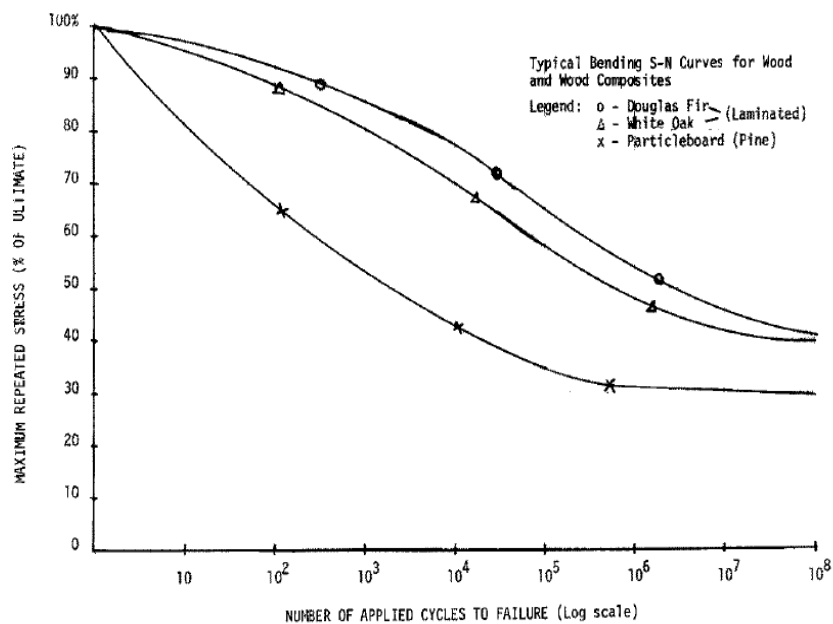
8. TEORIJA ZAMORA

8.1 S-N kriva. Visokociklično zamorno opterećenje

Mehaničko ponašanje spregnutih konstrukcija tipa drvo-beton izloženih zamornom opterećenju nije dovoljno poznato i određena eksperimentalna istraživanja, formiranje analitičkog i numeričkog modela visokocikličnog zamornog opterećenja kao i modela konstrukcije koja je izložena ovoj vrsti uticaja, imali bi značaja u proceni eksploatacionog veka objekata izvedenih u ovom konstruktivnom sistemu, u prvom redu, mostova.

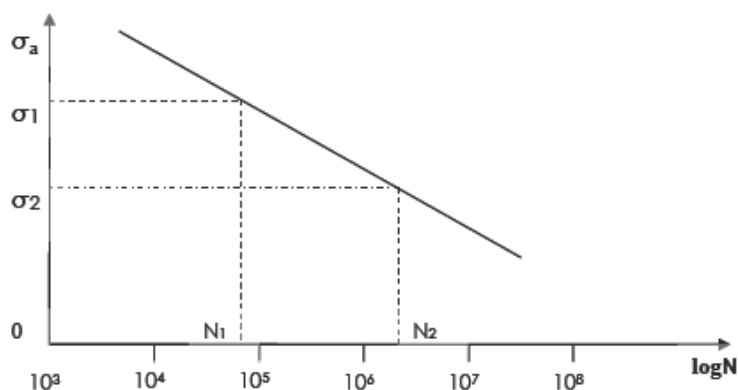
Istraživanjima se nastoji definisati S-N kriva, kriva kojom se može opisati ponašanje spregnutih konstrukcija tipa drvo-beton, odnosno promena naponskog stanja u pojedinim karakterističnim presecima pojedinih elemenata spregnutog preseka, u funkciji broja ciklusa nanešenog opterećenja.

S-N kriva, (Stress Life Method) predstavlja osnovu za procenu pojave loma usled zamornog opterećenja nanešenog u broju ciklusa koji je veći od 100000 ($N > 10^5$). Opterećenje koje deluje na konstrukciju treba da je niskog intenziteta ali sa visokom frekvencom delovanja i trebalo bi da ponašanje konstrukcije održi u elastičnoj oblasti, a to je moguće oceniti, ukoliko se S-N krivom predvidi broj ciklusa adekvatan nivou napona koji prethodi slomu konstrukcijskog elementa. Na slici 8.1.1 prikazana je tipična S-N funkcija za ponašanje drveta i određenih proizvoda na bazi drveta, pod visokocikličnim zamornim opterećenjem pri savija-nju grednih nosača.



Slika 8.1.1 Tipična S-N kriva za drvo pri savijanju visokocikličnim zamornim opterećenjem.

U praksi za procenu zamorne čvrstoće izotropnih materijala obično se koristi dijagram idealizovane $S-N$ криве, prikazane na slici 8.1.2



Slika 8.1.2 Idealizovana $S-N$ ($\sigma-N$) kriva (log skala)

Iz dijagrama se može izraziti nagib prave b poznat kao Baskinov (Basquin) nagib, odnosno Basquin-ov eksponent (eksponent zamorne čvrstoće):

$$b = -\frac{\log \sigma_1 - \log \sigma_2}{\log N_1 - \log N_2} \quad (8.1.1)$$

a u funkciji idealizovane krive, relacija $\sigma-N$, može se izraziti kao:

$$N_1 = N_2 \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_2} \right)^{1/b} \quad (8.1.2)$$

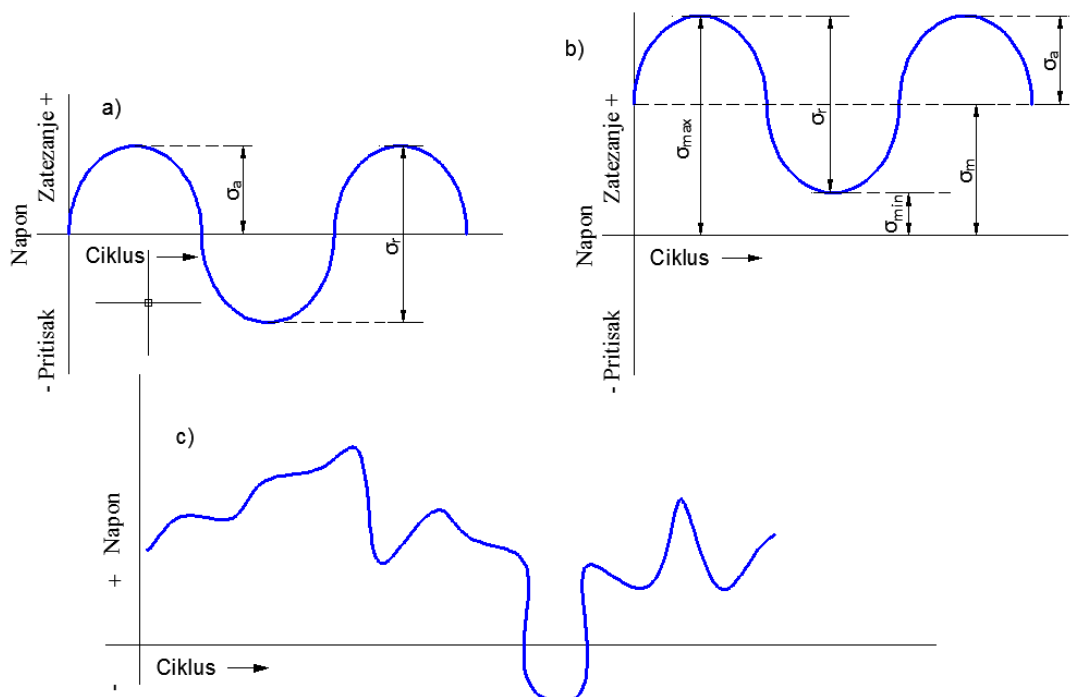
Za zadati Basquin-ov nagib i bilo koji par koordinata (σ, N) na krivoj $\sigma-N$, moguće je izračunati broj ciklusa do loma za poznatu amplitudu naprežanja. Date relacije su uopštene i koriste se u preliminarnoj proceni uticaja zamornog opterećenja

Osnovni $\sigma-N$ podaci o ponašanju materijala pod dejstvom zamora mogu se dobiti eksperimentalnim ispitivanjem i simulacijom određenih formi naprežanja u određenom broju ciklusa. Oblici visokocikličnog, zamornog opterećenja mogu se podeliti na:

- a) oblik sa konstantnom i jednakom amplitudom maksimalnog i minimalnog naprežanja,
- b) oblik sa konstantnom i nejednakom amplitudom maksimalnog i minimalnog naprežanja i
- c) oblik sa promenljivom amplitudom i dužinom trajanja ciklusa.

Poslednji oblik zamornog opterećenja je realan ali i najsloženiji.

Na slici 8.1.3 dat je grafički prikaz navedenih oblika zamornog opterećenja.



Slika 8.1.3 Grafički prikaz različitih opštih oblika zamornog opterećenja

Svojstva i uticaj jednog ciklusa zamornog opterećenja mogu se opservirati u funkciji srednjeg napona σ_m , koji je jednak polovini zbira minimalnog i maksimalnog napreznaja u ciklusu i u funkciji amplitude napreznaja, σ_a . Takođe treba uzeti u obzir i opseg napreznaja, σ_r , izražen algebarskom razlikom minimalnog i maksimalnog napona u okviru ciklusa.

Redom, ove veličine se mogu izraziti jednakostima:

$$\sigma_m = (\sigma_{min} + \sigma_{max}) / 2 \quad (8.1.3)$$

$$\sigma_a = (\sigma_{max} - \sigma_{min}) / 2 = \sigma_r / 2 \quad (8.1.4)$$

$$\sigma_r = \sigma_{max} - \sigma_{min} \quad (8.1.5)$$

Na osnovu izraza iznad možemo definisati sledeće koeficijente:

$$R = \sigma_{min} / \sigma_{max} = (1 - A) / (1 + A), \quad -\infty < R < \infty \quad (8.1.6)$$

$$A = \sigma_a / \sigma_m = (1 - R) / (1 + R), \quad -\infty < A < \infty \quad (8.1.7)$$

Odnos vrednosti koeficijenata R i A definiše različite oblike zamornog opterećenja prikazane na slici 8.1.4, na sledeći način:

$$a) \quad 0 < R < 1, \quad 0 < A < 1; \quad (8.1.8)$$

$$\text{b) } R=0, \quad A=1; \quad (8.1.9)$$

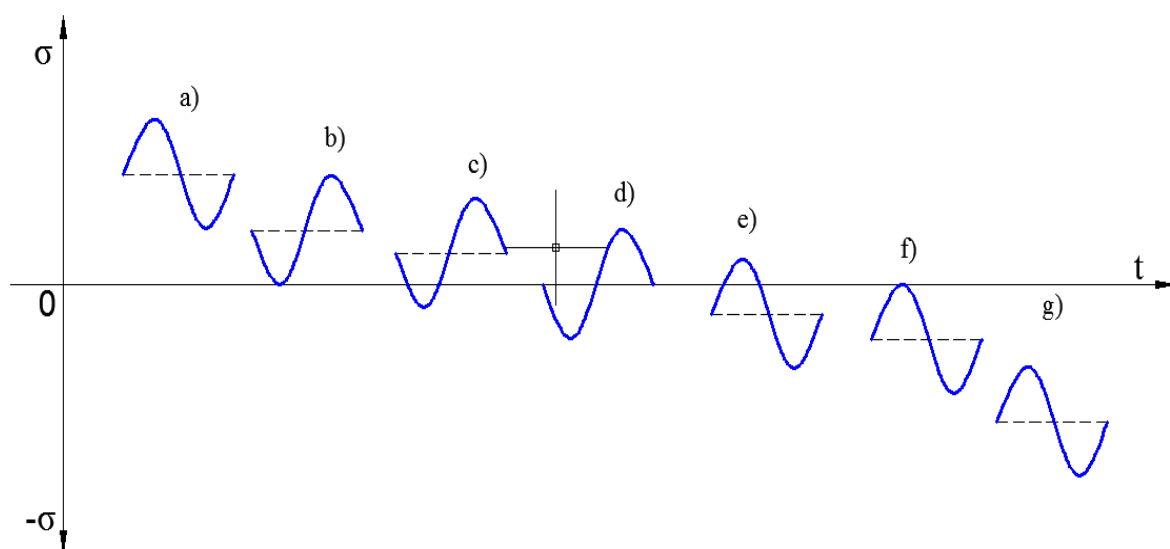
$$\text{c) } -1 < R < 0, \quad -1 < A < 0; \quad (8.1.10)$$

$$\text{d) } R=-1, \quad A=\pm\infty; \quad (8.1.11)$$

$$\text{e) } -\infty < R < -1, \quad -\infty < A < -1; \quad (8.1.12)$$

$$\text{f) } R=-\infty, \quad A=-1; \quad (8.1.13)$$

$$\text{g) } 1 < R < -\infty, \quad -\infty < A < -1; \quad (8.1.14)$$



Slika 8.1.4 Grafički prikaz različitih oblika zamornog opterećenja u funkciji odnosa parametara R i A

Ako je $R=1$, odnosno $A=0$, reč je o konstantnom naponu, pa u tom slučaju nema zamora materijala (monotono opterećenje). Za potpuno promenljivo opterećenje, $R=-1$. Za statičko opterećenje, $R=1$. U slučaju kada je srednji napon jednak amplitudi napona, $R=0$.

Da bi se formirao model ponašanja spregnutih konstrukcija tipa drvo-beton izloženih visokocikličnom zamornom opterećenju, neophodno je, pre svega, poznavati ponašanje osnovnih materijala, odnosno poznavati mehaničko ponašanje (određene konstitutivne zakone ponašanja) drveta, betona i čelika pod visokocikličnim zamornim opterećenjem, pojedinačno. U oblasti betonskih i čeličnih konstrukcija eksperimentalna, analitička i numerička istraživanja su veoma intenzivna i aktuelna i postoje razni predlozi kojima bi se obuhvatili svi fenomeni koji se ispoljavaju u ovom tipu konstrukcija pri delovanju ove vrste opterećenja.

Najaktuelniji od njih, ukratko, prikazani su u nastavku.

8.2 Model ponašanja betona pri visokocikličnom zamornom opterećenju

Analiza uticaja zamornog opterećenja na beton usmerena je na određivanje odnosa između nanešenog nivoa naprezanja i razvoja pokazatelja uticaja zamornog opterećenja i posledičn, definisanje S-N krive. Razvoj pokazatelja uticaja zamornog opterećenja se može podeliti u tri faze koje karakterišu različiti deformacioni mehanizmi: razvoj mikroprrsline, njihov stabilan rast i razvoj makroprrsline.

Za simulaciju ponašanja betona u pritisnutoj zoni preseka usled uticaja zamornog opterećenja koristi se Druker-Pragerov (Drucker-Prager) kriterijum razvoja oštećenja (loma):

$$\phi(\sigma, \alpha) = \frac{1}{\frac{1}{\sqrt{3}} - \mu} \left[\mu I_1 + \sqrt{J_2} \right] - \alpha_c(q_c) \quad (8.2.1)$$

α_c skalarna funkcija promenljive q_c koja uzima u obzir efekat očvršćavanja/razmekšavanja betona,

I_1 prva invarijanta tenzora napona σ ,

I_2 druga invarijanta devijatora tenzora napona s

μ parametar hidrostatičkog naprezanja i njegovog uticaja na tečenje betona i razvoj loma,

Prvi deo jednakosti sa desne strane izraza je skalarna veličina ekvivalentna višeosnom stanju napona i predstavlja model ponašanja betona pod uticajem zamornog opterećenja.

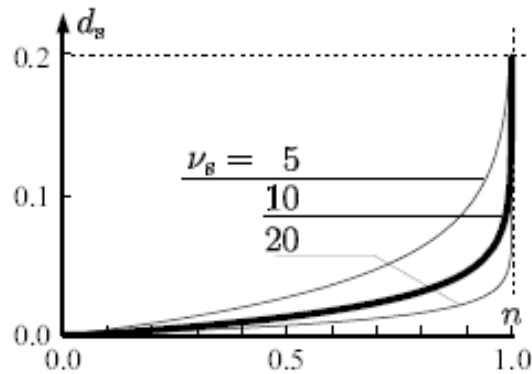
8.3 Model ponašanja čelika pri visokocikličnom zamornom opterećenju

Model razvoja oštećenja u čeliku (materijalu zavrtnja) uticajem zamornog opterećenja zasnovan je na ideji Petrinje (Petryna, 2002) i Fanera (Pfanner, 2003). Osnovni parametar oštećenja usled zamornog opterećenja je broj ciklusa opterećenja, n , ali opterećenja nanetog u određenom, promenljivom vremenskom intervalu (vremenski inkrement), Δt i odgovarajuće razlike naprezanja u okviru tog intervala $\Delta \sigma$. Razvoj oštećenja u čeliku usled zamornog opterećenja može se opisati eksponencijalnom funkcijom (Peerlings, 1999), definisanom izrazom:

$$d_s = -\frac{1}{g_s} \ln \left[1 - \left(1 - e^{-g_s} \right) n \right] d_s^{fail} \quad (8.3.1)$$

gde je:

- d_s^{fail} nivo kritičnog oštećenja procenjen na granici razvoja oštećenja i iznenadnog loma čelika i ima vrednost 0,2 (Lemaitre, 1992),
- g_s faktor oblika razvoja oštećenja (slika 8.3.1),
- $n=N/N_f$ funkcija izabranog vremenskoag intervala Δt i odgovarajuće razlike naprežanja u okviru tog intervala $\Delta\sigma$,

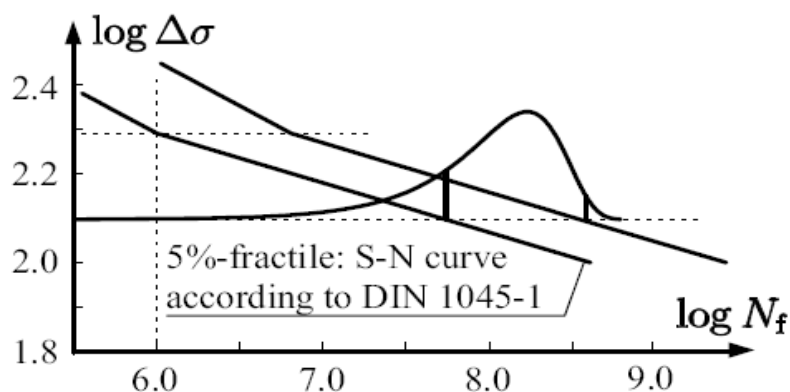


Slika 8.3.1 Razvoj oštećenja u čeliku usled zamornog opterećenja, (Peerlings, 1999)

Veza napona i parametra oštećenja d_s definisana je na sledeći način:

$$\sigma_{\max} = E(1 - d_s(\sigma_{\max}))\varepsilon \tag{8.3.2}$$

Na slici 8.3.2 prikazan je dijagram koji daje prikaz razvoja oštećenja u čeliku usled zamornog opterećenja, u skladu sa nemačkim standardom DIN 1045-1. Funkcija predstavlja 5% fraktil Wejbulove raspodele (Weibull) dobijenih eksperimentalnih rezultata. Analogno ponašanju betona, usvojene su tri faze razvoja oštećenja ili tri faze zamornog veka čelika: pojava mikrooštećenja (prslina), njihov stabilan razvoj i pojava mikroprslina koje prethode lomu.



Slici 8.3.2 Standardizovan razvoj oštećenja u čeliku usled zamornog opterećenja

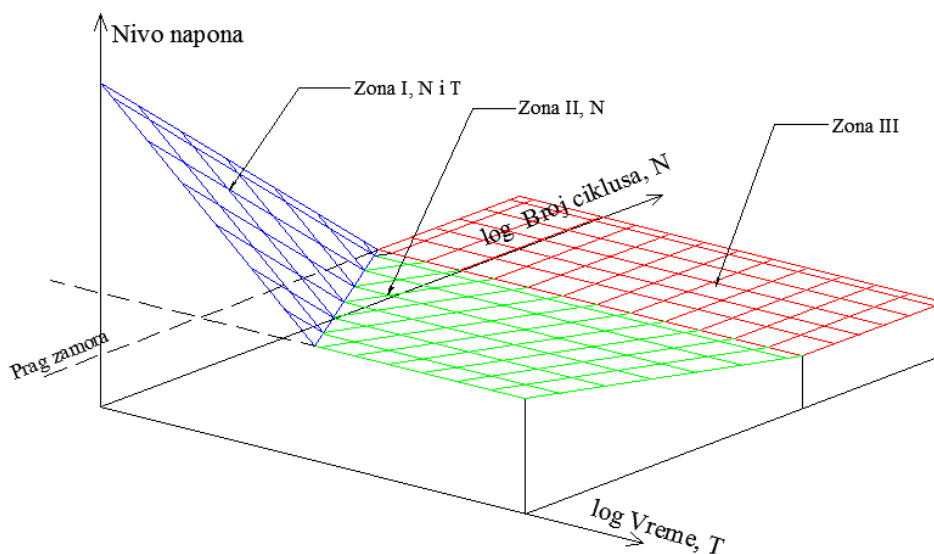
8.4 Model ponašanja drveta pri visokocikličnom zamornom opterećenju

Uticaj visokocikličnog zamornog opterećenja na mehaničko ponašanje drveta može se sagledati kroz dva različita metodološka postupka i to kroz:

- postupak zasnovan na broju ciklusa opterećenja (*number of cycles approach*),
- postupak zasnovan na dužini trajanja opterećenja (*duration of load approach*).

Može se reći da, zapravo, zamor drveta treba sagledati kao kombinaciju jednog i drugog postupka, odnosno uzeti u obzir i broj ciklusa i dužinu trajanja opterećenja.

Postupak zasnovan na broju ciklusa zamornog opterećenja kome je drvo izloženo i koje će dovesti do njegovog loma može se opisati pomoću površine loma ili složene ravni loma definisane u koordinatnom sistemu čije ose redom predstavljaju nivo opterećenja, broj ciklusa i vreme trajanja opterećenja. Površina loma se može podeliti u tri zone prikazane na slici 8.4.1.



Slici 8.4.1 Model ponašanja drveta izloženog zamornom opterećenju

U postupku zasnovanom na broju ciklusa opterećenja Wohler-ovom krivom ($S-N$ dijagram) određuje se otpornost na zamor drveta u funkciji kritičnog broja ciklusa nanetog opterećenja N i odgovarajućeg, kritičnog nivoa naprezanja koje prethodi lomu drveta. Ovo se može predstaviti izrazom:

$$\log(N) = A + B \cdot \log(SL) \quad (8.4.1)$$

A, B koeficijenti u funkciji faktora R ,

$R = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$ faktor oblika zamornog opterećenja,

$\sigma_{\min}, \sigma_{\max}$ vrednosti minimalnog i maksimalnog naprezanja u jednom ciklusu.

Razvoj pukotina u drvetu usled varijabilnosti zamornog naprezanja može se definisati postavkama mehanike loma u linearno-elastičnoj oblasti ponašanja materijala. Primenom Parisovog zakona (*Paris law*), odnos između priraštaja razvoja pukotine i faktora zamornog naprezanja može se definisati u obliku:

$$da / dn = C(\Delta K)^m, \quad (8.4.2)$$

gde je:

a dužina pukotine,

n broj ciklusa,

ΔK faktor zamornog naprezanja,

C, m konstante.

Ako je faktor ΔK dat u funkciji varijacije naprezanja i broja ciklusa i ako se može tretirati kao kontinualna promenljiva, integracijom izraza 8.4.2 može se doći do broja ciklusa koji odgovara konačnoj dužini pukotine, pre sloma drvenog elementa. Ta vrednost data je izrazom:

$$N = C' (\Delta \sigma)^m. \quad (8.4.3)$$

8.5 Kontrola otpornosti drvenih konstrukcija na zamorno opterećenja u skladu sa preporukama Evrokoda 5

U drugom delu Evrokoda 5, koji se odnosi na proračun i projektovanje drvenih mostova (EC5-2 1997), jedno poglavlje daje jednostavnu proceduru za proračun zamornog opterećenja i otpornosti na zamor drvenih konstrukcijskih elemenata. Postupak razmatra samo broj ciklusa mora i mora biti ispunjen sledeći uslov:

$$\Delta \sigma \leq f_{fat,d} \quad (8.5.1)$$

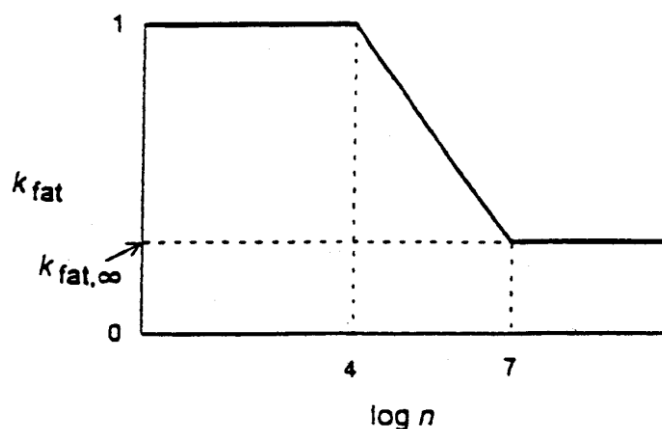
gde je:

$\Delta \sigma = \sigma_{d,max} - \sigma_{d,min}$ opseg naprezanja zamornim opterećenjem,

$f_{fat,d}$ čvrstoća na zamor određena u zavisnosti od broja ciklusa u skladu sa izrazom:

$$f_{fat,d} = \frac{k_{fat} \cdot f_k}{\gamma_{M,fat}} \quad (8.5.2)$$

Korekcionni faktor čvrstoće na zamor k_{fat} , određuje se na osnovu dijagrama prikazanog na slici 8.5.1. Vrednosti $k_{fat,\infty}$, koje odgovaraju graničnom zamoru, u zavisnosti od vrste naprezanja i načina ostvarenih veza između konstrukcijskih elemenata, date su u tabeli 8.5.1.



Slika 8.5.1 Vrednosti korekcionnog faktora k_{fat}

Tabela 8.5.1-Vrednosti $k_{fat,\infty}$

$k_{fat,\infty}$	Vrsta naprezanja i tip veze (spojnih sredstava)
0,60	za štapove opterećene na pritisak paralelno ili upravno na vlakna
0,20	za štapove opterećene na savijanje ili zatezanje
0,15	za štapove opterećene na smicanje
0,40	za veze ostvarene zavrtanjima
0,10	za veze ostvarene ekserima
0,15	veze ostvarene na neki drugi način

Provera drvenih konstrukcijskih elemenata opterećenih na zamor mora se sprovesti ukoliko vrednost izraza 8.5.3 veća od vrednosti navedenih u tablici 8.5.1:

$$k = \frac{|\sigma_{d,max} - \sigma_{d,min}|}{f_k \gamma_{M,fat}}, \quad \text{gde je:} \quad (8.5.3)$$

- $\sigma_{d,max}$ max. računski vrednost napona usled zamornog opterećenja,
- $\sigma_{d,min}$ min. računski vrednost napona usled zamornog opterećenja,
- f_k karakteristična čvrstoća materijala,
- $\gamma_{M,fat}$ parcijalni koeficijent sigurnosti materijala u odnosu na zamor.

Da bi odredili otpornost na zamor konstrukcije ili nekog ključnog drvenog konstrukcijskog elementa moramo kreirati odgovarajući računski model i raspolagati određenim podacima, u zavisnosti od tipa konstrukcije.

Na primer, za proveru otpornosti na visokociklično zamorno opterećenje **drvene konstrukcije mosta**, koji je projektovan za teški saobraćaj, potrebno je:

- kreirati pojednostavljeni model zamornog opterećenja koje je po intenzitetu manje od očekivanog stalnog opterećenja i koji nam treba dati vrednosti minimalnog i maksimalnog naprezanja u ključnim konstrukcijskim elementima,
- zamorno opterećenje usled saobraćaja treba usvojiti na osnovu standarda EN 1991-2,
- broj konstantnih amplituda naprezanja, na godišnjem nivou, N_{obs} , treba uzeti iz tabele 4.5 standarda EN 1991-2 ili, ako postoje detaljniji podaci o aktuelnom saobraćaju konstrukcijom koju projektujemo, N_{obs} treba sračunati kao:

$$N_{obs} = 365n_{ADT} \cdot \alpha \cdot t_L \quad (8.5.4)$$

gde je:

- N_{obs} broj konstantnih amplituda ciklusa naprezanja na godišnjem nivou;
- n_{ADT} očekivani prosečni dnevni saobraćaj na godišnjem nivou u odnosu na eksploatacioni vek konstrukcije. Vrednost n_{ADT} ne treba da bude manja od 1000;
- α očekivana učestanost teških vozila koja prelaze preko mosta, videti EN 1991-2 stav 4.6 (na primer, $\alpha = 0,1$);
- t_L računski upotrebn (eksploatacioni) vek konstrukcije izražen u godinama, u skladu sa EN 1990:2002 (na primer, 100 godina).

Dakle, ako odredimo model zamornog opterećenja u skladu sa napred datim postupkom, otpornost na zamor drvene konstrukcije mosta može se proveriti uslovom:

$$\sigma_{d,max} \leq f_{fat,d} = \frac{k_{fat} \cdot f_k}{\gamma_{M,fat}} \quad (8.5.5)$$

Vrednost k_{fat} treba uzeti na osnovu izraza:

$$k_{fat} = 1 - \frac{1-R}{a(b-R)} \log(\beta N_{obs}) \geq 0 \quad (8.5.6)$$

gde je:

$$R = \sigma_{d,\min} / \sigma_{d,\max}, \quad -1 = R = 1$$

β faktor zasnovan na posledicama usled oštećenja izazvanog zamornim opterećenjima ključnog konstrukcijskog elementa. Ako se očekuju značajne posledice, treba usvojiti vrednost $\beta=3$, ako ne, treba usvojiti vrednost $\beta=1$.

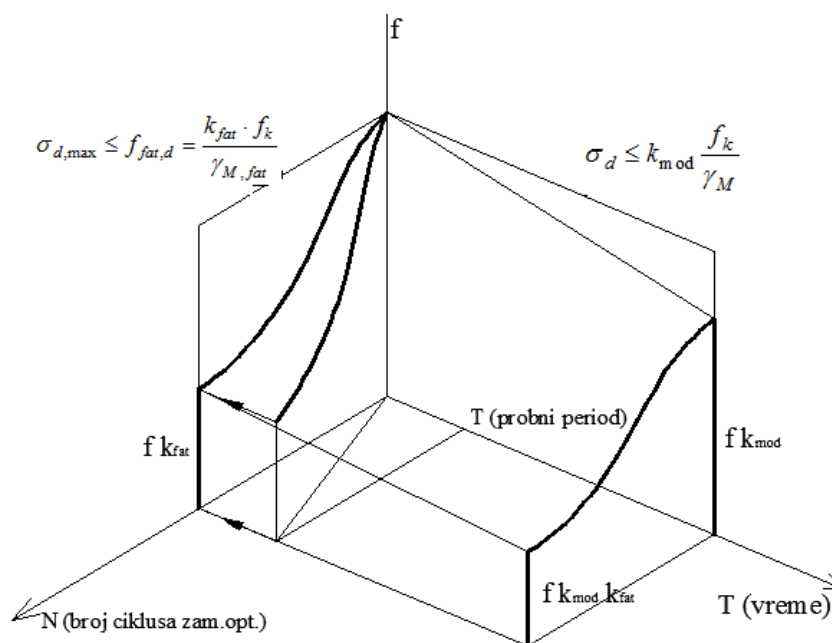
a, b koeficijenti zavisni od vrste napreznja i tipa veze, u skladu sa tabelom 8.5.2.

Tabela 8.5.2 Vrednosti koeficijenata a i b

Koeficijenti	a	b
Drveni elementi opterećeni na:		
1) pritisak paralelno ili upravno na vlakna,	2,0	9,0
2) na savijanje ili zatezanje,	9,5	1,1
3) na smicanje	6,7	1,3
Veze ostvarene:		
1) zavrtnjima, $d=12\text{mm}^*$,	6,0	2,0
2) ekserima	6,9	1,2

* Vrednosti za veze ostvarene zavrtnjima zasnovane su na testiranju zavrtnjeva prečnika $d=12\text{mm}$. Zavrtnjevi značajno većih prečnika mogu imati nepovoljna svojstva u odnosu na zamorno opterećenje.

Na slici 8.5.2 prikazan je model zajedničkog uticaja statičkog i promenljivog zamornog opterećenja i odgovarajući uslovi koji moraju biti ispunjeni sa aspekta nosivosti i upotrebljivosti konstrukcije.



Slika 8.5.2 Kombinacija uticaja statičkog i zamornog opterećenja (Kreuzinger 2008)

Prikazana procedura provere otpornosti (čvrstoće) drvene konstrukcije (konstrukcijskog elementa) na zamorno, visokociklično opterećenje, data u drugom delu Evrokoda 5, koja se odnosi na proračun drvenih mostova prema граниčnim stanjima nosivosti i upotrebljivosti, zasnovana je na modelu zamora u funkciji broja ciklusa opterećenja i rasterećenja i trajanja vremena u kome se ti ciklusi realizuju. Eksperimentalnim istraživanjima došlo se do vrednosti parametara datih u tabelama 8.5.1 i 8.5.2 (tabele su deo nemačkog standarda DIN 1074:2006, Aneks C), na osnovu kojih je moguće proceniti zamornu otpornost konstrukcijskog elementa. Veoma su retka eksperimentalna istraživanja u oblasti mehaničkog ponašanja spregnutih konstrukcija tipa drvo-beton izloženih visokocikličnom zamornom opterećenju. Pioniri tih istraživanja su prof. Kuhlmann sa Univerziteta u Štutgartu (2010), Balogh (2013), Yeoh, Fragiaco i Carradine (2013). U svojim istraživanjima opservirali su, uglavnom, ponašanje spojnih sredstava i sistema za sprezanje drveta i betona izloženih zamornom opterećenju kroz tzv. *push-out* testove. Ostaje veliki prostor za istraživanja naponsko-deformacijskog stanja spregnutih greda tipa drvo-beton kao kompletnih konstrukcijskih elemenata određenih geometrijskih karakteristika pod ovom vrstom opterećenja. Ta istraživanja su veoma kompleksna i pre svega, skupa. Ispitivanja pokazuju da je potrebno 2 000 000 (dva miliona) i više ciklusa kako bi se došlo do sloma uzorka i određenih podataka merenja. Taj broj je moguće realizovati za 4-5 dana neprekidnog rada savremenih test-mašina koje mogu nanositi zamorno opterećenje sa učestanošću od 4-5 ciklusa u sekundi (frekvencija od 4-5Hz). Za dobre i pouzdane rezultate potreban je veliki broj uzoraka. Eksperimentalna postavka jednog takvog istraživanja u našim uslovima, na osnovama privatnog kapitala, prikazana je na slici 8.5.3.



Slika 8.5.3 Eksperimentalna postavka grede BN1-F pre početka ispitivanja na visokociklično zamorno opterećenje

9. ZAKLJUČAK

Spregnuti sistem drvo-beton, zahvaljujući superiornim mehaničkim i tehnološkim performansama zbog svoje ekonomičnosti u fazi izvođenja eksploatacije i održavanja, zbog lakće oblikovanja i prednosti sa aspekta izvođenja i montaže, spada u red modernih i inovativnih konstrukcija.

Spregnute konstrukcije sistema drvo-beton se najčešće koriste kod mostova gde betonska ploča “štiti” drvo od kvašenja i gde je životni vek ovog sistema izjednačan sa sistemima beton-čelik. Takođe se primenjuju kod ojačanja međuspratnih drvenih konstrukcija višespratnih zgrada. Poslednjih godina, ovaj tip konstrukcija se primenjuje kod nas, prilikom rekonstrukcije starih, dotrajali, drvenih međuspratnih konstrukcija objekata i kod objekata koji su pod zaštitom države u statusu spomenika kulture. U novije vreme ima i primera gradnje novih konstrukcija projektovanih u ovom sistemu. Primeri izvedenih objekata u svetu, posebno u Zapadnoj Evropi, naročito kod mostova, koji po geometrijskim, mehaničkim i estetskim karakteristikama i ostvarenim rasponima ne zaostaju za klasičnim mostovima izvedenim u betonu ili čeliku. Mnogo je razloga za ovakav inženjerski izbor i oni su navedeni u uvodnom delu disertacije.

Ovaj rad je jedan u skromnom brojnom nizu radova iz ove oblasti u našoj zemlji, pa čak i u regionu. Profesor Stevanović, sa Građevinskog fakulteta u Beogradu, krenuo je sa savremenim istraživanjima u ovoj oblasti iako su ona tada bila pionirska i za Evropu. Svrha sprovedenih istraživanja spregnutih nosača tipa drvo-beton je da se prodube naučna saznanja iz ove atraktivne i aktuelne oblasti, s ciljem šire primene u projektantskoj praksi, a da praktična rešenja imaju punu verifikaciju zasnovanu na principima racionalnosti i ekonomičnosti.

Ovom disertacijom obuhvaćena je teorijsko-eksperimentalno-numerička analiza dveju različitih serija spregnutih greda tipa-drvo beton s obzirom na primenjena spojna sredstva kojima je veza između drveta i betona ostvarena. Istraživanja su bazirana na utvrđivanju naponsko-deformacijskog stanja ispitivanih greda pri eksploatacionom i graničnom opterećenju do loma.

Teorijska analiza sprovedena je uskladu sa postavkama teorije elastičnog sprežanja i aktuelnim konceptom graničnih stanja nosivosti i upotrebljivosti, konkretnije datim u Aneksu B, Evrokoda 5. Obe serije greda analizirane su sa aspekta iskorišćenja naponsko-deformacijskih kapaciteta.

Ekperimentalna analiza ponašanja dveju serija, različitim spojnim sredstvima, spregnutih greda, može se sagledati kroz interakciju sledećih istraživanja:

- a) pripremna, ekperimentalna istraživanja mehaničkih karakteristika (mehaničko fizičkih svojstava) sadejstvujućih materijala (drveta i betona), radi kasnijih istraživanja ponašanja spregnutih grednih;
- b) ekperimentalno određivanje karakteristika i parametara pomerljivosti („proklizavanja“) spojnih sredstava (sistema), kojima je ostvareno sprezanje drveta i betona (I i II tip sprezanja);
- c) ekperimentalno istraživanje mehaničkog ponašanja spregnutih greda tipa drvo-beton „four point bending“-testom, zasnovano na praćenju i merenju napon-sko-deformacijskih parametara od značaja, pod opterećenjem, sve do loma.

Numeričkim modeliranjem u software-u ABAQUS, odgovarajućom simulacijom mehaničkog ponašanja drveta, betona i spojnih sredstava (zavrtnjeva) usklađenim sa zapažanjima i merenjima tokom ekperimentalne procedure, data je još jedna potvrda ekperimentalno dobijenih rezultata testiranjem obeju različitih serija spregnutih greda do loma.

Na osnovu teorijsko-ekperimentalne analize i numeričke verifikacije dobijenih rezultata istraživanja dveju različitih (u odnosu na upotrebljena spojna sredstva) serija spregnutih greda drvo-beton i niza pratećih ispitivanja i utvrđivanja mehaničkih svojstava betona, drveta i spojnih sredstava prikazanih u prethodnim poglavljima, sa teorijskog i praktičnog gledišta mogu se formirati sledeći zaključci:

- 1) ispitivanje i utvrđivanje mehaničkih i fizičkih svojstava upotrebljenog drveta i betona sprovedenih u skladu sa procedurama važećih naših i evropskih standarda (SRPS EN 338, SRPS EN 14081-1, SRPS ISO 4012:2000, SRPS ISO 6784:2000 i SRPS ISO 4108:2000, ENV 206...), predstavlja osnovu za uporednu analizu spregnutih greda, potvrdu njihovog mehaničkog ponašanja sa teorijski očekivanim rezultatima, poređenje sa rezultatima i podacima drugih istraživanja u ovoj oblasti i poređenje sa zvaničnim standardizovanim vrednostima mehaničkih čvrstoća i klasama drveta;
- 2) teorijska i ekperimentalna nadgradnja sistema za sprezanje koji je kombinacija žlebne veze drveta i betona i zavrtnja, gde je spojni sistem ojačan ugradnjom još jednog zavrtnja u „čistoj“ (ne žlebnoj) spojnoj ravni drveta i betona, tako da se sprezanje drveta i betona ostvaruje zavrtnjem i žlebom ojačanim (armiranim) zavrtnjem, daje prilog ovom rešenju. Ovaj sistem je primenjen za sprezanje greda serije „B“.

Sila smicanja koja se javlja u spojnoj ravni drveta i betona prenosi se, na ovaj način, ojačanim betonskim žlebom i zavrtnjem (**II tip sprezanja**). U slučaju greda serije „A”, veza je ostvarena samo zavrtnjima (**I tip sprezanja**). Svi detalji su dati u Poglavlju 4. Posebnim ispitivanjima, u skladu sa standardom SRBS EN 26891, određen je modul pomerljivosti ovakvog spojnog sistema i definisana lokalna krutost veze ovako kreiranog spojnog sistema veze između betona i drveta. Ako poredimo ova dva tipa sprezanja, onda se može, na osnovu tabele 4.3.3.7, zaključiti da je krutost (k_{ser}) spojnog sistema sa žlebovima približno 10 puta veća od krutosti klasične veze betona i drveta zavrtnjima. Moduli pomerljivosti (K_{ser}) ova dva tipa sprezanja, na osnovu eksperimentalnih rezultata dobijenih i datih u tabelama 4.3.3.5 i 4.3.3.6, pokazuju veliku međusobnu razliku;

- 3) vrednost modula pomerljivosti upotrebljenih zavrtnjeva sa sprezanje greda serije „A”, dobijena ispitivanjem, u skladu sa standardom SRBS EN 26891, razlikuje se oko 15% od vrednosti dobijene analitičkim putem, prema izrazu datim u Evrokodu 5. Ove razlike su u radovima drugih istraživača veće i kreću se i više od 50% (*Ceccotti, Dias*);

Na osnovu prikaza različitih brojnih rezultata dobijenih ispitivanjem svih spregnutih greda serija „A” i „B” i njihovom uporednom analizom mogu se doneti sledeći zaključci:

- 4) grede serije „A” lomile su se (otkaz nosivosti) pri prosečnom opterećenju od 80,65 kN, a grede serije „B” pri prosečnom opterećenju od 84,96kN. Može se zaključiti da je **nosivost greda serije „A” manja u odnosu na nosivost greda serije „B”, svega za ≈5%**. Grede obe serije pokazuju približno ujednačeno ponašanje u odnosu na aspekt nosivosti;
- 5) upoređenjem maksimalnih vrednosti ugiba u polovini raspona može se konstantovati dvostruko deformabilnije ponašanje uzoraka serije „A”. Njihov prosečni ugib je **dva puta veći nego ugib greda serije „B”** pri približno jednakom nivou nanešenog opterećenja i pri istim geometrijskim karakteristikama, tako da se objašnjenje nalazi u razlikama spojnih sredstava (spojnih sistema) koja su korišćena za sprezanje drvenog i betonskog dela nosača. Ujednačenost vrednosti ugiba greda serije „B” je bolja nego ugiba serije „A”, što je posledica manjih strukturnih i fenomenoloških promena u drvenom delu preseka uzoraka serije „B”, tokom nanošenja opterećenja (što veće deformacije, to je veći uticaj anizotropije i heterogenosti na konačne rezultate);

- 6) osrednjena horizontalna pomeranja, izmerena u spojnoj ravni između drveta i betona u oslonačkim zonama (LVDT-U4h) uzoraka serije „B”, **približno šest puta su manja** nego ista pomeranja merena za nosače serije „A”. Ovo je direktna posledica karakteristika spojnog sistema korišćenog za sprezanje nosača serije „B”, koji se ogleda u minimalnoj popustljivosti, velikoj nosivosti samog spojnog sistema u odnosu na maksimalnu smičuću silu prisutnu u ovoj zoni i izraženoj krutosti spoja koja je analitički dokazana u poglavlju 4;
- 7) uporedni prikaz sračunatih vrednosti krutosti na savijanje neposredno pre loma svih ispitivanih greda, dat na slici 6.6.4, očigledno daje prednost ispitivanim gredama serije „B”. Izraženo u brojkama, krutost na savijanje nosača serije „B” je za **32,85% veća** nego krutost nosača serije „A”. Pri ujednačenom nivou opterećenja loma koje karakteriše nosače serije „B”, dobijeni su ujednačeni, približno jednaki iznosi krutosti na savijanje tih nosača. Ovo se pripisuje mehaničkim karakteristikama primenjenog spojnog sistema koji se sastoji od zavrtnjeva u kombinaciji sa betonskim žlebom. Njegova krutost direktno utiče na ponašanje uzoraka ove serije, na opštu krutost na savijanje, veličinu ugiba i na oblik loma;
- 8) mesto (ili (pojava)) loma greda serije „B” usled prekoračenja čvrstoće drveta na smicanje i zatezanje paralelno vlaknima, lokalizuje se na oslonačke zone i srednju trećinu raspona. Ovo nije slučaj sa gredama serije „A” koje karakteriše završni lom, usled prekoračenja čvrstoće drveta na smicanje paralelno vlaknima. Otkaz nastaje u formi pukotine koja se pruža kontinualno celom dužinom uzoraka u ravni bliskoj neutralnoj ravni složenog spregnutog poprečnog preseka. Obe serije spregnutih greda, do nivoa od 50-60% opterećenja loma, sa aspekta krutosti na savijanje, ponašaju se slično, a da nakon toga nastaju razlike kao posledica različitih mehaničkih karakteristika upotrebljenih spojnih sredstava;
- 9) ispitivani nosači, sa naponsko-deformacionog gledišta, u odnosu na oblik loma, razvoj oštećenja u trenutku loma, takođe pokazuju linearno-elastično ponašanje;
- 10) zbog mnoštva podataka koje karakteriše razvoj dilatacija merenih u preseku na polovini raspona ispitivanih greda kao i ranije predstavljene ujednačenosti dilatacija na nivou pojedinih serija, slika 6.6.5 predstavlja zajednički prikaz razvoja dilatacija uzoraka BF-1 i BN-1 i daje dovoljno materijala za uporednu analizu serija „A” i „B” sa ove tačke gledišta. Povoljnije mehaničko ponašanje u smislu veze opterećenja i

priraštaja dilatacija, odnosno napona, kod greda serije "B" u poređenju sa serijom "A" može se uočiti sa dijagrama na slici 6.6.5. Veća krutost, tj. manja deformabilnost greda serije „B”, ima uticaja na preraspodelu napona, tj. dilatacija po visini izabranog preseka i dijagram dilatacija to jasno pokazuje. Za približno isti nivo dostignutog opterećenja loma, vrednosti dilatacija su u približno jednakim okvirima, ali je razvoj dilatacija u preseku na polovini raspona nosača BN-1 mnogo pravilniji (linearniji) nego nosača BF-1. Ivične dilatacije u zoni spoja drveta i betona nosača BN-1 imaju vrednosti bliske nuli i jednake sve do prisutne sve do opterećenja loma, što ukazuje na dostignuti visoki stepen sprezanja, tj. na ostvareno tkzv. kruto sprezanje. Grede serije „A”, prema merenim dilatacijama već pri nivou od oko 30% opterećenja loma, pokazuju razlike u intenzitetu i znaku naprezanja što pokazuje da se radi o elastičnom sprezanja, zbog deformabilnosti spojnih sredstava i proklizavanja u spojnoj ravni drveta i betona. Pri ovom nivou opterećenja (30% opterećenja loma), u donjim ivičnim vlaknima betonskog dela preseka nastaje otkaz nosivosti betona usled prekoračenja njegove čvrstoće na zatezanje (pokazano od strane mernih instrumenata);

- 11) u odnosu na stanje napona smicanja paralelno vlaknima u oslonačkim zonama, na osnovu dijagrama na slici 6.6.6, koji prikazuje relaciju opterećenje-napon smicanja, u funkciji merenih i sračunatih glavnih dilatacija ε_1 i ε_2 , može se ustanoviti da se vrednost napona smicanja u gredama serije „B” kreće u opsegu od 10-20 N/mm², neposredno pre loma, a u gredama serije „A” u opsegu od 15-35 N/mm². Nelinearnost razvoja funkcije relacije $F-\tau$ ukazuje na neravnomeran i neujednačen lom usled prekoračenja čvrstoće na smicanje drveta paralelno vlaknima, tj. ravnima u kojima je dominantan razvoj dilatacije ε_1 . Zahvaljujući većoj krutosti na savijanje nosača serije „B” umereniji je i razvoj dilatacija, a samim tim i niži ostvareni nivo naprezanja na smicanje u osloncima;
- 12) računске uporedne analize spregnutih greda drvo–beton serije "A" i "B" u pogledu njihove nosivosti, definisane u poglavlju 5 i sprovedene prema linarnoj teoriji elastičnog sprezanja pokazuju da:
 - spregnuti nosači tipa drvo-beton (obe serije) najmanju nosivost pokazuju u odnosu na kriterijum računске čvrstoće pri smicanje paralelno vlaknima,

- se dobijeni rezultati fenomenološki odlično poklapaju sa ponašanjem greda pri eksperimentalnom toku, ali ne i nominalno,
- nominalne razlike po različitim mehaničkim parametrima čije su vrednosti dobijene računskim i eksperimentalnim putem su očekivane. Računske vrednosti su dobijene primenjenom probabilističkog koncepta graničnog stanja nosivosti i upotrebljivosti (Evrokoda 5), zasnovanog na karakterističnim vrednostima mehaničkih čvrstoća materijala određenih metodama matematičke statistike, na parcijalnim koeficijentima sigurnosti za svojstva materijala i određenim modifikacionim faktorima. Tako dobijene vrednosti određenih mehaničkih parametara ponašanja spregnutih greda serija „A” i „B”, računskim putem, manje su od njihovih osrednjenih vrednosti dobijenih tokom standardizovanih eksperimentalnih procedura.

13) numeričkim modeliranjem greda serija „A” i „B”, primenom software-a ABAQUS, dobijeni su rezultati koji u kvalitativnom i kvantitativnom smislu verifikuju eksperimentalna istraživanja. Simulacija eksperimentalnih rezultata u trenutku neposredno pre loma zasnovana je na osrednjenim vrednostima mehaničkih i fizičkih svojstava drveta, betona i čelika, dobijenih ispitivanjem. Beton i čelik tretirani su kao elastični izotropni materijali, drvo kao ortotropno elastični materijal. Numeričkim modeliranjem, na ovom nivou, data je verna „ekranizacija”(verifikacija) svih dobijenih eksperimentalnih rezultata u „prosečnom” trenutku loma ispitivanih greda obe serije. Očekivano dobro poklapanje rezultata dato je u tabeli 7.2;

14) širina ploče, tj. betonskog dela spregnutog „T” preseka, na osnovu uočenih pokazatelja tokom eksperimenta, nema velikog uticaja na sprežanje ostvareno kombinacijom zavrtnjeva i žlebova. Grede serije „B” ne pokazuju periferni razvoj prslina u betonu poput greda serije „A”. Sve do trenutka loma, betonski deo preseka greda serije „B” je pritisnut (izmerene su dilatacije pritiska u svim slučajevima ispitivanih greda) i lom se javlja po obimu formiranih betonskih žlebova ili pucanjem krajnjeg drvnog žleba, usled prekoračenja čvrstoće drveta na smicanje paralelno vlaknima, u oslonačkoj zoni. Kod nosača spregnutih samo zavrtnjevima (grede serije "A") pri višim nivoima opterećenja došlo je do pomeranja („proklizavanja”) na spoju drveta i betona i formiranja dve neutralne ose, što za posledicu ima pojavu prslina u betonu, naročito na bočnim krajevima betonske ploče;

15) značajna razlika u krutosti, u korist greda serije „B”, ali i ostale povoljnije mehaničke performanse u odnosu grede serije „A”, ukazuju na velike mogućnosti u primeni ovog tipa sprezanja, zasnovanog na kombinaciji zavrtnjeva (mehaničkih štapastih spojnih sredstava) i žlebova u betonu i drvetu. Efekti vibracija spregnutih međuspratnih konstrukcija, pešačkih mostova, svakako, i umereno opterećenih drumskih mostova tipa drvo-beton mogu se svesti na racionalnu meru ovom metodom sprezanja drveta i betona. Eksperimentalni rezultati pokazuju značajno veću krutost nosača serije "B", kod kojih je veza ostvarena žlebovima i zavrtnjima. Ovo se najbolje sagledava kroz $F-u$ dijagrame i znatno manje ugibe ovih nosača za korespondentno opterećenje. Tu karakteristiku moguće je iskoristiti u mnogim slučajevima primene spregnutih nosača drvo–beton, naročito kada je limitirajući parametar deformabilnost nosača.

Imajući u vidu prikazane rezultate, naučni doprinos i praktična upotrebljivost ovog istraživanja ogleda se u sledećem:

- a) definisane su mehaničke karakteristike konstitutivnih materijala spregnutih nosača tipa drvo-beton, kao i njihovo mehaničko ponašanja pri kratkotrajnom statičkom opterećenju do faze loma u oblasti savijanja,
- b) određena su mehaničkim svojstvima spojnih sistema korišćenih za sprezanje drveta i betona (modul pomerljivosti spojnih sistema, krutost ostvarene veze u spojnoj ravni drveta i betona),
- c) spojni sistem koji se sastoji od žleba u betonu armiranog zavrtnjem i zavrtnja (korišćen kao II tip sprezanja) predstavlja inovativni, unapređeni sistem i kroz teorijsko-eksperimentalnu analizu dokazana je njegova superiornost u odnosu na klasičan način sprezanja drveta i betona (I tip sprezanja),
- d) predstavljen je originalni numerički model ispitivanih spregnutih grednih nosača tipa drvo-beton. Model je veoma složen i može poslužiti kao osnova daljeg istraživanja mehaničkog ponašanja spregnutih konstrukcija drvo-beton (naponsko-deformacijska analiza u linearnoj ili nelinearnoj oblasti ponašanja materijala), metodom konačnih elemenata,
- e) usvojene brojne vrednosti parametara pomerljivosti i krutosti, spojnih sistema korišćenih u ovom istraživanju za sprezanje drveta i betona, na osnovu teorijsko-eksperimentalne analize, mogu biti osnova za standardizaciju u ovoj oblasti

konstrukterstva i praktičnu primenu u pojednostavljenim inženjerskim proračunima.

Na osnovu svega napred navedenog, u pogledu prikazanih rezultata eksperimentalnog istraživanja, njihovih uporednih analiza, analitičke u numeričke verifikacije istih i formiranih zaključaka, spregnute konstrukcije tipa drvo-beton imaju sigurnu poziciju u građevinskom konstrukterstvu. Dalji pravci istraživanja u ovoj oblasti su brojni, a neki od njih biće ovde apostrofirani.

Sa stanovišta mogućnosti primene spregnutih konstrukcija tipa drvo-beton u oblasti građevinskog konstrukterstva dalja istraživanje se mogu usmeriti na:

- a) dalje izučavanje veze nosača i ploče kao i izučavanje fenomena koji utiču na složeno naponsko deformacijsko ponašanje spregnutih grednih nosača. U tom smislu neophodno je traženje optimalnih tipova veze i odgovarajućih sredstava sprezanja. Definisane adekvatnog stepena sprezanja za rešavanje različitih konstruktivnih problema;
- b) primenu epoksidnih lepkova i drugih savremenih materijala kao sredstava veze ostvarene premazima, odnosno sredstava sprezanja drveta i betona;
- c) ponašanje spregnutih nosača drvo-beton u dinamičkom smislu, sa težištem na izučavanje pojave zamora kao vida dinamičkog opterećenja i to sa stanovišta niskocikličnog i visokocikličnog zamora. Eksperimentalna i teorijska istraživanja u oblasti mehaničkog ponašanja spregnutih konstrukcija tipa drvo-beton izloženih visokocikličnom zamornom opterećenju, opterećenju koje je u velikoj meri utiče na upotrebljivost i trajnost, pre svega, mostova. Ova istraživanja su, na svetkom nivou, u samom začetku u ovoj oblasti. Aktuelna su zadnjih nekoliko godina (5-10 godina) i postoji veliki prostor za utvrđivanje modela ponašanja i naponsko-deformacijskog stanja spregnutih greda tipa drvo-beton kao kompletnih konstrukcijskih elemenata određenih geometrijskih karakteristika, pod ovom vrstom opterećenja;
- d) variranje odnosa visine drvenog nosača i debljine betonske ploče, kvaliteta drveta, kvaliteta betona i procenta armiranja;
- e) primenu lakoagregatnog betona pri sprezanje sa drvenim nosačima;
- f) proučavanje sanacija i ojačanja drvenih međuspratnih konstrukcija;
- g) eksperimentalne probe u laboratorijskim i "in situ" uslovima;

- i) istraživanja u oblasti dugotrajnog opterećenja, odnosno viskoznih deformacija.
- h) prikupljanje, obradu i inoviranje postojećih saznanja i postupaka proračuna, postupaka numeričkog modeliranja, eksperimentalno utvrđenih saznanja sa namerom implementacije u standarde koji bi se odnosili na projektovanje, proračun i izvođenje spregnutih konstrukcija tipa drvo-beton, a kojih u našoj zemlji nema, dok u svetskim okvirima takva forma dokumenta najčešće se sreće u skromnom izdanju. Razvoj i unapređenje numeričkih modela (naročito kalibracijom sa eksperimentalno dobijenim rezultatima), kojima se može, na osnovu matematički jasnih konstitutivnih zakona upotrebljenih materijala i spojnih sistema za izradu spregnutih konstrukcija tipa drvo-beton, sagledati njihovo naponsko-deformacijsko stanje, utvrditi relevantne parametre mehaničkog ponašanja i na taj način smanjiti obim, najčešće veoma skupih, eksperimentalnih istraživanja.

LITERATURA

- [1] Gojković M., Stojić D.: *Drvene konstrukcije*, udžbenik, 1996, Građevinski fakultet, Beograd;
- [2] Stojic D.: *Innovations in the design of timber structures*, Facta Universitatis: Architecture and Civil Engineering Vol. 2, N° 1, 1999. Pages,77–83, University of Nis;
- [3] Radovan Cvetković, Dragoslav Stojić, Nemanja Marković: *Composite timber-concrete structures under high-cycle fatigue loading*, Zbornik radova međunarodne konferencije „Savremena dostignuća u građevinarstvu“, 24.-25. april 2014. Subotica, ISSN 0352 – 6852, str. 67-74.;
- [4] Stojić D., Velimirović N., Cvetković R.: *Probabilistic deterioration model for timber-concrete composite beam*, Zbornik radova međunarodne konferencije „Savremena dostignuća u građevinarstvu“, 24.-25. april 2014. Subotica, ISSN 0352 – 6852, str. 135-140.;
- [5] Cvetković R., Stojić D., Conić S., Marković N., Trajković M.: *An innovative timber structural elements in modern construction*, XXVI kongres i međunarodni simpozijum o istraživanjima i primeni savremenih dostignuća u građevinarstvu u oblasti materijala i konstrukcija, Vrnjačka Banja, 2013.;
- [6] Cvetković R., Stojić D.: *Design methods of a timber-concrete T-cross section*, Facta Universitatis, Univerzitet u Nišu, Series Arhitecture and Civil engineering, Vol. 2, N° 4, 2004.;
- [7] Stojić D., Cvetković R.: *Nosivost i pomerljivost spojnih sredstava u savremenim drvenim konstrukcijama*, Zbornik radova Građevinsko-arhitektonskog fakul-teta u Nišu br.20, 2004.;
- [8] Stojić D., Cvetković R.: *Novi koncept proračuna veza u savremenim drvenim konstrukcijama*, Zbornik radova kongresa građevinskih konstruktera Srbije i Crne Gore, održanog septembra 2004. u Vrnjačkoj Banji;
- [9] Stojić D., Cvetković R.: *Design of load-bearing capacity of typical fasteners used in composite timber-concrete connections*, Monografija: Teorijsko eksperimentalna is-traživanja elastoplastičnog ponašanja inženjerskih konstrukcija, st. 201-214, Građevinsko-arhitektonski fakultet, 2006.;
- [10] Stojić D., Cvetković R., Stojić N.: *The design of glued laminated timber footbridge structure according to Eurocodes*, Facta Universitatis, Univerzitet u Nišu, Series Architecture and Civil engineering, Vol. 4, N° 1, 2006.;

- [11] Stojić D., Cvetković R.: *Nove metode sprezanja nosača tipa drvo-beton*, Zbornik radova kongresa JDGK, održanog septembra 2006. u Vrnjačkoj Banji;
- [12] Stojić D., Cvetković R.: *Design of connections in composite timber-concrete structures*, Facta Univeritatis, Univerzitet u Nišu, Series Architecture and Civil Engineering, Vol. 4, N° 2, 2006.;
- [13] Stojić D., Cvetković R.: *Aktuelna problematika modeliranja spregnutih konstrukcija sistema drvo-beton*, Internacionalni naučno-stručni skup "Građevinarstvo, nauka i praksa", GNP 2010, Žabljak, Crna Gora;
- [14] Eurocode 5: *EN 1995-2 Eurocode 5: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken; Teil 2: Brücken*. Februar 2006.;
- [15] DIN 1074: *Holzbrücken*. Deutsches Institut für Normung e.V., 2006.;
- [16] Gutkowski R., Brown K., Shigidi A., Natterer J.: *Investigation of notched composite wood concrete connections*. ASCE Journal of Structural Engineering, 130(10), 1553-1561.;
- [17] Balogh J., Fragiaco M., Miller N., Gutkowski R., Atadero R., To L.: *Testing of Wood-Concrete Composite Beams with Shear Key Detail*, International Conference on Timber Bridges, September 2010, Lillehammer, Norway.;
- [18] Döhrer A., K. Rautenstrauch K.: *Connectors for timber-concrete composite- bridges*. In Proceedings of CIB - W18, 2006 Florence, Florence- Italy, August 2006. CIB W 18. Paper N° 39-7-3.;
- [19] DIN EN 1194: *Brettschichtholz-Festigkeitsklassen und Bestimmung charakteristischer Werte*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 1999.;
- [20] DIN EN 26891: *Holzbauwerke-Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens*. DIN-Deutsches Institut für Normung e. V., 1991.;
- [21] Eurocode 2: *EN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of concrete structures-Part 1-1- General rules and rules for buildings*. CEN-European Committee for Standardization, 2004.;
- [22] Evrokod 2–*Proračun betonskih konstrukcija–Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade*, EN 1995-1-1:2004, Beograd, 2006.;
- [23] Evrokod 4 -*Proračun spregnutih konstrukcija od čelika i betona- Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade*, EN 1994-1-1:2004, Beograd, 2006.;
- [24] Evrokod 5-*Proračun drvenih konstrukcija-Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade*, EN 1995-1-1:2004, Beograd, 2009.;

- [25] SRPS EN 206-1-*Beton-Deo 1: Specifikacija, performanse, proizvodnja i usaglašenost*, 2011.;
- [26] SRPS EN 338 -*Konstruktivsko drvo-Klase čvrstoće*, 2012.;
- [27] SRPS EN 408 -*Drvene konstrukcije – Konstruktivsko drvo i lepljeno lamelirano drvo-Određivanje fizičkih i mehaničkih svojstava*, 2014.;
- [28] SRPS EN 1194 -*Drvene konstrukcije-Lepljeno lamelirano drvo-Klase čvrstoće i određivanje karakterističnih vrednosti*, 2012.;
- [29] SRPS EN 14081-1-*Drvene konstrukcije -Klasiranje prema čvrstoći konstrukcijskog drveta pravougaonog poprečnog preseka- Deo 1: Opšti zahtevi*, 2012.
- [30] SRPS EN 26891-*Drvene konstrukcije-Spojevi ostvareni mehaničkim spojnim sredstvima-Opšti principi za određivanje čvrstoće i deformacijskih svojstava*, 2012.
- [31] Stevanović B.: *Analysis of Composite Timber-Concrete Structures*, Doctoral thesis, Faculty of Civil Engineering, Belgrade, 2003,
- [32] Stevanović B.: *Eksperimentalna i teorijska analiza spregnutih nosača drvo-beton izvedenih mehaničkim spojnim sredstvima*, Materijali i konstrukcije, Vol. 47, No. 1-2, pp. 29-46, 2004.
- [33] Ranković S.: *Eksperimentalno teorijska analiza graničnih stanja armirano-betonskih linijskih nosača ojačanih sprezanjem sa NSM vlaknastim kompozitima*, doktorska disertacija, Građevinsko-arhitektonski fakultet u Nišu, 2010.
- [34] Cvetković R.: *Behaviour of Composite Timber-Concrete Structures with Bending Actions*, Masters thesis, Department of Reinforced Concrete and Prestressed Concrete Structures, Faculty of Civil Engineering, Ruhr University Bochum, Germany, 2002.
- [35] Blass *et. al.*, *Timber engineering STEP 1*. 1st ed. Centrum Hout, The Netherlands, 1995
- [36] Ceccotti A. *Timber-concrete composite structures*. In: Blass HJ, editor. *Timber engineering-STEP 2. Structural Timber Education Programme*. The Netherlands: Centrum Hout; 1995. p. E13/1-E13/12.
- [37] Lukaszewska E.: *Development of prefabricated timber-concrete composite floors*. PhD thesis, Luleå University of Technology, 2009.;
- [38] Ballerini M., Crocetti R., Piazza M.: *An experimental investigation on notched connection for timber concrete composite structures*. WCTE 2002;
- [39] Lukaszewska E., Johnsson H.: *Connections for prefabricated Timber-Concrete composite systems*. WCTE 2006.;

- [40] Abd Ghafar, H., Deam, B., Fragiaco, M., Buchanan, A.: *Vibration performance of LVL-concrete composite floor system*, Proc., 10th World Conference on Timber Engineering, Miyazaki, Japan, 2008;
- [41] Aldi, P.: *Timber-concrete composite beams: A numerical approach to investigate the behaviour of grooved connections*, Proc., 7th Ph.D. Symp., Stuttgart, Germany, 2008;
- [42] Balogh, J., Fragiaco, M., Gutkowski, R. M., Fast, R. S.: *Influence of repeated and sustained loading on the performance of layered wood-concrete composite beams*, Journal of Structural Engineering, 134(3), 430–439, 2008.;
- [43] Balogh, Z., Gutkowski, R.: *Modelling of shear transfer in wood-concrete notch connections*, Proc., 10th World Conference on Timber Engineering, Miyazaki, Japan, 2008;
- [44] Benitez, M. F.: *Development and testing of timber/concrete shear connectors*, Proc., 6th World Conference on Timber Engineering, Vancouver 2000, BC, Canada;
- [45] Capozucca, R.: *Bond stress system of composite-concrete timber beams.* Material and Structures, 31(9), 634–640. Comité Euro-International du Béton (CEB). (1993). “CEB-FIP model code 90.” CEB Bulletin No. 213/214, 1998, Lausanne, Switzerland;
- [46] Ceccotti, A., Fragiaco, M., Giordano, S.: *Long-term and collapse tests on a timber-concrete composite beam with glued-in connection*, Material and Structures., 40(1), 15–25, 2006.;
- [47] Clouston, P., Bathon, L., Schreyer, A.: *Shear and bending performance of a novel wood-concrete composite system*, Journal of Structural Engineering, 131(9), 1404–1412, 2005.;
- [48] Comité Européen de Normalisation (CEN). (1991). “*Timber structures—Joints made with mechanical fasteners—General principles for the determination of strength and deformation characteristics.*” EN 26891, Brussels, Belgium.
- [49] Deam, B., Fragiaco, M., Buchanan, A.: *Connections for composite concrete slab and LVL flooring systems*, Material and Structures., 41(3), 495–507, 2007;
- [50] Deam, B. L., Fragiaco, M., Gross, L. S.: *Experimental behavior of prestressed LVL-concrete composite beams*, Journal of Structural Engineering, 134(5), 801–809, 2008;
- [51] Dias, A. M. P. G.: *Mechanical behaviour of timber-concrete joints*, Ph.D. thesis, University of Coimbra, Portugal, 2005;
- [52] Dias, A. M. P. G., Van de Kuilen, J. W., Lopes, S., and Cruz, H.: *A non-linear 3D FEM model to simulate timber-concrete joints*, Adv. Eng. Software, 38, 522–530. 2007;

- [53] Finnish Road Administration: *The Vihantasalmi Bridge-Mäntyharju, Finland 1997-1999.* ”(<http://www.underwater.pg.gda.pl/didactics/ISPG/Vihantasalmibridge.htm>);
- [54] Fragiaco, M.: *A finite element model for long-term analysis of timber-concrete composite beams*, Struct. Eng. Mech., 20(2), 173–179, 2005;
- [55] Fragiaco, M. (2006): *Long-term behaviour of timber-concrete composite beams. II: Numerical analysis and simplified evaluation*, Journal of Structural Engineering, 132(1), 23-33, 2006;
- [56] Fragiaco, M., Amadio, C., Macorini, L.: *A finite element model for collapse and long-term analysis of steel-concrete composite beams*, Journal of Structural Engineering, 130(3), 489–497, 2004;
- [57] Fragiaco, M., Amadio, C., Macorini, L.: *Short-and longterm performance of the ‘Tecnaria’ stud connector for timber-concrete composite beams*, Material and Structures., 40(10), 1013–1026, 2007;
- [58] Fragiaco, M., Ceccotti, A.: *Long-term behaviour of timberconcrete composite beams. I: Finite element modeling and validation*, Journal of Structural Engineering, 132(1), 13–22, 2006;
- [59] Fragiaco, M., Gutkowski, R., Balogh, J., and Fast, R.: *Long-term behaviour of wood-concrete composite floor/deck systems with shear key connection detail*, Journal of Structural Engineering, 133(9), 1307–1315. 2007;
- [60] Frangi, A., Fontana, M.: *Elasto-plastic model for timber–concrete composite beams with ductile connection*, Struct. Eng. Int.,13(1), 47–57, 2003;
- [61] Gutkowski, R., Brown, K., Shigidi, A., Natterer, J.: *Investigation of notched composite wood-concrete connections*, Journal of Structural Engineering, 130(10), 1553–1561, 2004;
- [62] Gutkowski, R., Brown, K., Shigidi, A., Natterer, J.: *Laboratory tests of composite wood-concrete beams*, Constr. Build. Mater., 22(6), 1059–1066, 2008;
- [63] Kuhlmann, U., Aldi P.: *Fatigue of timber-concrete-composite beams: Characterization of the connection behaviour through push-out tests*, Proc., 10th World Conference on Timber Engineering, Miyazaki, Japan, 2008;
- [64] Kuhlmann U., Michelfelder B.: *Grooves as shear-connectors in timber-concrete composite structures*, Proc., 8th World Conference on Timber Engineering, Lahti, Finland, 1, 301–306, 2004;

- [65] Kuhlmann, U., Michelfelder, B.: *Optimised design of grooves in timber-concrete composite slabs*, Proc., 9th World Conference on Timber Engineering, Portland, 2006;
- [66] Kuhlmann, U., Schänzlin, J.: *Grooves as shear connectors for timber-concrete composite decks*, Proc., RILEM Conference on Joints in Timber Structures, RILEM, Bagneux, France, 283–290, 2001;
- [67] Lukaszewska, E.: *Development of prefabricated timber-concrete composite floors*, Ph.D. thesis. Luleå University of Technology, Luleå, Sweden, 2009;
- [68] Lukaszewska, E., Fragiaco M.: *Static performance of prefabricated timber-concrete composite systems*, Proc., 10th World Conference on Timber Engineering, Miyazaki, Japan, 2008;
- [69] Lukaszewska, E., Fragiaco, M., Johnsson, H.: *Laboratory tests and numerical analyses of prefabricated timber-concrete composite floors*, Journal of Structural Engineering, 136(1), 46–55, 2010;
- [70] Lukaszewska E., Johnsson H., Fragiaco M.: *Performance of connections for prefabricated timber-concrete composite floors*, Material and Structures., 41(9), 1533–1550, 2008;
- [71] Miotto, J., Dias A.: *Glulam-concrete composite structures: Experimental investigations into the connection system*, Proc., 10th World Conference on Timber Engineering, Miyazaki, Japan, 2008;
- [72] Persaud, R., Symons D.: *Design and testing of a composite timber and concrete floor system*, Struct. Eng., 84(4), 22–36, 2005;
- [73] To L. G.: *3D finite element modelling of time-dependent behavior of wood-concrete composite beams*, Ph.D. thesis. Colorado State University, Fort Collins, 2008;
- [74] Van der Linden, M.: *Timber-concrete composite floor systems*, Ph.D. thesis, Delft University, 1999, Netherlands.
- [75] Yeoh, D.: *Behaviour and design of timber-concrete composite floor system*, Ph.D. thesis, University of Canterbury, New Zealand, 2010;
- [76] Yeoh D., Fragiaco M., De Franceschi M., Buchanan A.: *Experimental tests of notched and plate connectors for LVL-concrete composite beams*, Journal of Structural Engineering, 137(2), 261–269, 2001;

LISTA SLIKA

Slika 2.1.1 Vihantasalmi Bridge, Mäntyharju, Finska. Raspon $21+3 \times 42+21=168\text{m}$, širina $11+3=14\text{ m}$, sagrađen 1999.....	6
Slika 2.1.2 Spegnuta konstrukcija tipa drvo-beton drumskog mosta u Švajcarskoj.....	7
Slika 2.1.3 Ojačanje postojeće drvene međusprtane konstrukcije objekta sa statusom spomenika kulture, metodom sprezanja sa betonom (Srbija).....	7
Slika 2.2.1 Montažni drveni element za izradu spregnutih međuspratanih konstrukcija tipa drvo beton	8
Slika 2.2.2 Prednapregnuta drvena ploča kao deo spregnutog poprečnog preseka jedne mostovske konstrukcije.....	8
Slika 2.2.3 Tipična spegnuta međuspratna konstrukcija tipa drvo-beton (Ceccotti, 2002).....	9
Slika 2.3.1 Posebna (slika levo) i standardna (slika desno) forma moždanika.....	10
Slika 2.3.3 Kruta mehanička spojna sredstva spregnutih sistema tipa čelik- beton	11
Slika 2.3.4 Mehanička štapasta spojna sredstva za a), b), c) and d)	12
Slika 2.3.5 Mehanička štapasta spojna sredstva u kombinaciji sa mehaničkim pločastim spojnim sredstvima.....	12
Slika 2.3.6 Različiti sistemi za sprezanje drveta i betona e) - l)	12
Slika 2.3.7 Različiti sistemi za sprezanje drveta i betona i) - l).....	13
Slika 2.3.8 Moderni, inovativni sistemi sprezanja drveta i betona izradom kontinualnog spoja, m) and n).....	13
Slika 2.3.8 Dijagram popustljivosti različitih spojnih sredstava koja se koriste u spregnutim konstrukcijama tipa drvo-beton (Dias, 2005)	14
Slika 2.3.9 Čelična kontinualna mreža kao spojno sredstvo (Clouston 2005) i perforirana specijalno oblikovana čelična ploča (Miotto i Dias 2008).....	14
Slika 2.3.10 Posebno oblikovani spojni sistem napravljen od rebraste armature i ugrađen u drvo lepljenjem pod uglom od 45° u odnosu na ravan spoja (Kuhlmann, Aldi 2008), levo i vertikalni moždanik posebne konstrukcije (Fragiacomo, 2007), desno.	15
Slika 2.4.1. Ponašanje spregnutog nosača tipa drvo-beton „T” poprečnog preseka.....	16

Slika 2.5.1. Poprečni presek spregnutog nosača tipa drvo-beton (Ceccotti 2006)	18
Slika 2.5.2 Spregnuta greda drvo-beton sa žlebovima i zavrtanjima (Gutkowski 2008)	18
Slika 2.5.3 Spregnuta greda drvo-prefabrikovani beton (Lukaszewska 2010).....	19
Slika 2.5.4 Spregnuta greda drvo-beton sa žlebovima i zavrtanjima (Yeoh 2010)	20
Slika 2.5.5 Spregnuta greda drvo-beton sa žlebovima i zavrtanjima – konfiguracija „four point bending" testa, levo i ispitivanje istih greda izloženih dugotrajnom opterećenju, desno (Yeoh 2010)	20
Slika 3.1.1. Raspodela sila u preseku i u spojnoj ravni elemenata spregnutog nosača	22
Slika 3.3.1a,b Opterećenje i sile u preseku n-n spregnutog nosača tipa drvo-beton.....	25
Slika 3.3.2 Diferencijalno mali element dužine dx i odgovarajuće sile u presecima	25
Slika 3.3.3 Raspored dilatacija po visini poprečnog preseka spregnutog nosača	27
Slika 3.3.4 Naprezanja u elementarnom segmentu drvenog dela spregnute grede.....	30
Slika 3.4.1 Deformacija spregnute grede, sile u presecima element dx (H. J. Blass	32
Slika 3.4.2 Deformacija spregnute grede tipa drvo-beton u zoni oslanjanja	32
Slika 3.3.3 Sinusoidna raspodela opterećenja spregnute, prosto oslonjene, grede	34
Slika 3.5.1 Geometrijske karakteristike poprečnog preseka i raspodela napona.....	37
Slika 4.1.1.1 Izrada eksperimentalnih kocki i cilindara.....	40
Slika 4.1.2.1 Eksperimentalno utvrđivanje modula elastičnosti betona	41
Slika 4.1.2.2 Dijagram σ - ε dobijen pri eksperimentalnom utvrđivanju vrednosti E_c	42
Slika 4.1.3.1 Konfiguracija eksperimenta za utvrđivanje čvrstoće betona pri zatezanju cepanjem	43
Slika 4.2.1.1 Oblik uzoraka za ispitivanje na zatezanje paralelno vlaknima.....	44
Slika 4.2.1.2 Položaj uzorka u odnosu na „čeljusti" mašine pre početka testa.....	45
Slika 4.2.1.3 Dijagram sila-izduženje za ispitane uzorke	46
Slika 4.2.1.4 Oblik loma jednog dela ispitanih uzoraka	46
Slika 4.2.2.1 Dispozicija opterećenja i uzorka za utvrđivanje modula elastičnosti drveta u skladu sa SRPS EN 408	49

Slika 4.2.2.2 Specijalno oblikovani čelični element za prenošenje sile na uzorak	49
Slika 4.2.2.3 „Setup“ uzorka S1	50
Slika 4.2.2.4 Uzorak S1 nakon dostizanja sile loma F_{max}	50
Slika 4.2.2.5 Eksperimentalno određen dijagram F-u, u elastičnoj oblasti, za uzorak S1	51
Slika 4.2.2.6 Uzorak S3 nakon dostizanja sile loma F_{max}	51
Slika 4.2.2.7 Dijagram F-u za uzorak S3.	52
Slika 4.2.2.8 Dijagram uporednog ponašanje svih uzoraka do sloma	52
Slika 4.3.1.1 Eksperimentalna konfiguracija uzorka za određenje K_u i K_{ser} (push-out test) (Fragiacomo, Yeoh)	61
Slika 4.3.2.1 Oblik i dimenzije modela F1, F2, F3 za određivanje modula pomerljivosti veze drveta i betona u spregnutoj gredi tipa „A“	62
Slika 4.3.2.2 Oblik i dimenzije modela N1, N2, N3 za određivanje modula pomerljivosti veze drveta i betona u spregnutoj gredi tipa „B“	63
Figure 4.3.3.1 Test konfiguracija uzoraka i merna oprema pre ispitivanja.....	64
Slika 4.3.3.2 Pomeranja zavrtnjeva u odnosu na položaj pre nanošenja opterećenja.....	64
Slika 4.3.3.3 Dijagram toka nanošenja opterećenje prema standardu SRPS EN26891	65
Slika 4.3.3.4 Eksperimentalno određen dijagram F- δ za uzorak F1	65
Slika 4.3.8 Uporedni eksperimentalno određen dijagram F- δ za uzorke F1,F2, F3	67
Slika 4.3.9 Uporedni eksperimentalno određen dijagram F- δ za uzorke N1, N2, N3	68
Slika 4.3.10 Uporedni eksperimentalno određeni dijagrami za model N1,N2, N3, F1,F2, F3	69
Slika 5.1.1.1 Dijagram parabola-prava i bilinearni radni dijagrami napon-dilatacija	72
Slika 5.2.1 Spregnuta greda zavtnjima	74
Slika 5.2.2 Spregnuta greda zavtnjima i žlebovima određene geometrije.....	74
Slika 5.2.3-Geometrijske karakteristike poprečnog preseka spregnutih greda.....	75
Slika 6.1.1 Sistem za sprezanje greda tipa „A“: zavrtnjevi na rastojanju od 150mm.....	86

Slika 6.1.2 Sistem za sprezanje greda tipa „B”: zavrtnanj + žleb ojačan zavrtnjem	87
Slika 6.1.3 Platforma za izradu oplata spregnutih grednih nosača	87
Slika 6.1.4 Oplate spregnutih grednih nosača pre betoniranja.....	88
Slika 6.1.5 Ugradnja betona, distancirana armature	88
Slika 6.1.6 Geometrijske karakteristike spregnutih greda tipa A i tipa B i raspored spojnih sredstava.....	89
Slika 6.2.1. Eksperimentalna postavka spregnute grede tipa „B”,.....	89
Slika 6.2.2.1 Položaj rozeta i mernih traka u oslonačkoj i srednjoj zoni nosača u gornjem vlaknu drveta i donjem vlaknu betona.....	91
Slika 6.2.2.2 Položaj dilatamera u oslonačkoj i srednjoj zoni nosača	91
Slika 6.2.2.3 Višekanalni merno-akvizicijski sistemi MGC-plus i SPIDER 8 povezani na PC	92
Slika 6.3.1 Model spregnute grede tipa BF, dispozicija opterećenja, raspored mernih mesta	92
Slika 6.3.2.1 Spregnuta greda BF-1. Dijagram F-u (opterećenje-ugib).....	94
Slika 6.3.2.2 Spregnuta greda BF-2. Dijagram F-u (opterećenje-ugib).....	94
Slika 6.3.2.3 Spregnuta greda BF-3. Dijagram F-u (opterećenje-ugib).....	94
Slika 6.3.2.4 Opterećenje loma spregnutih greda serije „A”	95
Slika 6.3.2.5 Maksimalne vrednosti ugib, u sredini raspona, spregnutih greda serije „A”.....	95
Slika 6.3.3.1 Lom grede BF-1, razvoj prslina u betonu i pukotina u drvetu.....	97
Slika 6.3.3.2 Lom grede BF-2, razvoj prslina u betonu i pukotina u drvetu.....	97
Slika 6.3.3.3 Lom grede BF-3, razvoj prslina u betonu i pukotina u drvetu.....	98
Slika 6.3.4.1 Krutost (EI) spregnutih greda serije „A”	100
Slika 6.3.5.1 Dilatacije u ivičnim vlaknima preseka u polovini raspona grede BF-1. Dijagram F-ε,	101
Slika 6.3.5.2 Dilatacije u ivičnim vlaknima preseka u polovini raspona grede BF-2. Dijagram F-ε	102

Slika 6.3.5.3 Dilatacije u ivičnim vlaknima preseka u polovini raspona grede BF-3. Dijagram F- ϵ	102
Slika 6.4.1: Model spregnute grede tipa BN, dispozicija opterećenja, raspored mernih mesta	104
Slika 6.4.2.1 Spregnuta greda BN-1. Dijagram F-u (opterećenje-ugib)	105
Slika 6.4.2.2 Spregnuta greda BN-2. Dijagram F-u (opterećenje-ugib)	105
Slika 6.4.2.3 Spregnuta greda BN-3. Dijagram F-u (opterećenje-ugib)	106
Slika 6.4.2.4 Opterećenje loma spregnutih greda serije „B”	106
Slika 6.4.2.5 Maksimalne vrednosti ugib, u sredini raspona, spregnutih greda serije „B”	107
Slika 6.4.3.1 Lom drvenog dela oslonačkog žleba smicanjem uzorka BN-3, razvoj prslina u betonu i lom drveta u srednjoj trećini raspona	108
Slika 6.4.3.2 Lom grede BN-1, razvoj prslina u betonu i pukotina u drvetu	109
Slika 6.4.3.3 Lom grede BN-2, razvoj prslina u betonu i pukotina u drvetu	110
Slika 6.4.3.4 Lom grede BN-3 u zategnutoj zoni drveta i razvoj prslina u betonu	110
Slika 6.4.4.1 Krutost (EI) spregnutih greda serije „A”	111
Slika 6.4.5.1 Dilatacije u ivičnim vlaknima preseka u sredini raspona nosača BN-1. Dijagram F- ϵ	113
Slika 6.4.5.2 Dilatacije u ivičnim vlaknima preseka u sredini raspona nosača BN-2. Dijagram F- ϵ	113
Slika 6.4.5.3 Dilatacije u ivičnim vlaknima preseka u sredini raspona nosača BN-3. Dijagram F- ϵ	113
Slika 6.5.1.1 Raspored mernih traka dilatacija u oslonačkom preseku nosača BN-1	115
Slika 6.5.1.2 Razvoj dilatacija ϵ_1 i ϵ_2 u posmatranoj tački oslonačkog preseka grede BF-1	117
Slika 6.5.1.3 Razvoj dilatacija ϵ_1 i ϵ_2 u posmatranoj tački oslonačkog preseka grede BF-2	117
Slika 6.5.1.4 Razvoj dilatacija ϵ_1 i ϵ_2 u posmatranoj tački oslonačkog preseka grede BF-3	117
Slika 6.5.1.5 Greda BF-1. Dijagram F- τ	118

Slika 6.5.1.6 Greda BF-2. Dijagram F- τ	118
Slika 6.5.1.7 Greda BF-3. Dijagram F- τ	118
..	
Slika 6.5.1.7 Smučući lom drvenog dela spregnutog nosača BF-3 u zoni oslonca	119
Slika 6.5.2.1 Smučući lom drvenog dela žleba spregnutog nosača BN-3 u zoni oslonca	120
Slika 6.5.2.2 „Plastifikacija“ drveta u zoni oslanjanja usled prekoračenja čvrstoće na pritisak upravno na pravac pružanja vlakana.....	120
Slika 6.5.2.2 Razvoj dilatacija ε_1 i ε_2 u posmatranoj tački oslonačkog preseka grede BN-1	121
Slika 6.5.2.3 Razvoj dilatacija ε_1 i ε_2 u posmatranoj tački oslonačkog preseka grede BN-2.....	121
Slika 6.5.2.4 Razvoj dilatacija ε_1 i ε_2 u posmatranoj tački oslonačkog preseka grede BN-3.....	121
Slika 6.5.2.5 Greda BN-1. Dijagram F- τ	122
Slika 6.5.2.6 Greda BN-2. Dijagram F- τ	122
Slika 6.5.2.7 Greda BN-3. Dijagram F- τ	122
Slika 6.6.1 Uporedni prikaz odnosa F-u svih ispitivanih greda.....	125
Slika 6.6.2 Uporedni prikaz vrednosti ugiba u trenutku loma svih ispitivanih greda.....	125
Slika 6.6.3 Uporedni prikaz vrednosti opterećenja u trenutku loma svih ispitivanih greda.....	125
Slika 6.6.4 Uporedni prikaz sračunatih vrednosti krutosti na savijanje u trenutku loma svih ispitivanih greda.....	126
Slika 6.6.5 Uporedni prikaz izmerenih dilatacija greda BF-1 i BN-1	126
Slika 6.6.6 Uporedni prikaz relacije F- τ ispitivanih greda.....	127
Slika 7.6 Prikaz vertikalne deformacije nosača serije „A“	135
Slika 7.1 Vrednosti dilatacija E11 presek u polovine raspona nosača A.....	135
Slika 7.2 Pomeranje u ravni spoja drvenog i betonskog dela preseka- nosač A.....	136
Slika 7.3 Intenzitet smičuće sile u ravni spoja drvenog i betonskog dela preseka- nosač A.....	136

Slika 7.4 Raspodela napona S 11-nosač A.....	137
Slika 7.5 Raspodela napona S 12-nosač A.....	137
Slika 7.12 Prikaz deformacije nosača B	138
Slika 7.8 Pomeranje u ravni spoja drvenog i betonskog dela preseka- nosač B.....	138
Slika 7.9 Intenzitet smičuće sile u ravni spoja drvenog i betonskog dela preseka- nosač B.....	139
Slika 7.10 Raspodela napona S 11-nosač B.....	139
Slika 7.11 Raspodela napona S 12-nosač B.....	140
Slika 8.1.1 Tipična S-N kriva za drvo pri savijanju visokocikličnim zamornim opterećenjem.....	143
Slika 8.1.2 Idealizovana S-N (σ -N) kriva (log skala)	144
Slika 8.1.3 Grafički prikaz različitih opštih oblika zamornog opterećenja.....	145
Slika 8.1.4 Grafički prikaz različitih oblika zamornog opterećenja u funkciji odnosa parametara R i A	146
Slika 8.3.1 Razvoj oštećenja u čeliku usled zamornog opterećenja, (Peerlings, 1999).....	148
Slici 8.3.2 Standardizovan razvoj oštećenja u čeliku usled zamornog opterećenja.....	148
Slici 8.4.1 Model ponašanja drveta izloženog zamornom opterećenju	149
Slika 8.5.1 Vrednosti korekcionog faktora k_{fat} ,	151
Slika 8.5.2 Kombinacija uticaja statičkog i zamornog opterećenja (Kreuzinger 2008)	153
Slika 8.5.3 Eksperimentalna postavka grede BN1-F pre početka ispitivanja na visokociklično zamorno opterećenje.....	154

LISTA TABELA

Tabela 4.1.1.1-Receptura za beton MB 30/III-varijanta 1	39
Tabela 4.1.1.2-Receptura za beton MB 30/III-varijanta 2	39
Tabela 4.1.1.3-Čvrstoće na pritisak ispitanih uzoraka betona	40
Tabela 3.11. Moduli elastičnosti ispitanih uzoraka betona.....	43
Tabela 4.2.1.1-Rezultati ispitivanja čvrstoće drveta paralelno vlaknima	47
Tabela 4.2.2.1-Vrednosti F_{\max} -u	51
Tabela 4.2.2.2-Vrednosti $0,4F_{\max}$, $0,1F_{\max}$, δ_{04} , δ_{01}	53
Tabela 4.2.2.3 - Moduli elastičnosti ispitanih uzoraka drveta	54
Tabela 4.2.3.1- Čvrstoće pri savijanju ispitanih uzoraka drveta.....	54
Tabela 4.2.4.1-Apsolutne vlažnosti i zapreminske mase ispitanih uzoraka drveta	56
Tabela 4.2.5.1-Određivanje zapreminske mase drveta	56
Tabeli 4.3.1.1- Proračun čvrstoće žlebne veze drveta i betona iz uslova a) i b).....	60
Tabeli 4.3.1.2- Proračun čvrstoće žlebne veze drveta i betona iz uslova c) i d)	61
Tabela 4.3.3.1-Eksperimentalne vrednosti parametara ispitanih uzoraka Fi (4 zavrtnja u vezi).....	66
Tabela 4.3.3.2-Eksperimentalne vrednosti parametara ispitanih uzoraka Fi (2 zavrtnja u vezi) [Dias 2004]	67
Tabela 4.3.3.3-Eksperimentalne vrednosti parametara ispitanih uzoraka Ni (2 zavrtnja u vezi+betonski žleb).....	67
Tabela 4.3.3.4-Eksperimentalne vrednosti parametara ispitanih uzoraka Ni (betonski žleb), $F_{\text{est}}=79,17\text{kN}$	68
Tabela 4.3.3.5-Eksperimentalne utvrđene vrednosti modula pomerljivosti ispitanih uzoraka Fi, u skladu sa SRBS EN 26891	68
Tabela 4.3.3.5-Eksperimentalne utvrđene vrednosti modula pomerljivosti ispitanih uzoraka Ni, u skladu sa SRBS EN 26891	69
Tabela 4.3.2-Krutost spoja ispitanih modela	69

Tabela 5.1.1.1-Klase čvrstoće betona, karakteristične čvrstoće na pritisak, f_{ck} , srednja zatezna čvrstoća f_{ctm} i karakteristična zatezna čvrstoća betona f_{ctk} [N/mm ²], (ENV 206)	70
Tabela 5.1.1.2-Vrednosti sekantnog modula elastičnosti za različite klase čvrstoće betona, E_{cm} [kN/mm ²]	71
Tabela 5.1.2.1-Klase čvrstoća i karakteristične vrednosti mehaničkih svojstava za lepljeno lamelirano drvo prema SRPS EN 338	73
Tabela 5.2.1.1-Eksperimenatno dobijene vrednosti mehaničkih karakteristika upotrebljenog betona.....	75
Tabela 5.2.1.1-Eksperimenatno dobijene vrednosti mehaničkih karakteristika upotrebljenog drveta	76
Tabela 5.2.1.2- Karakteristične i srednje vrednosti mehaničkih čvrstoća i krutosti lepljenih lameliranih greda	76
Tabela 5.2.5.1–Uporedne vrednosti nosivosti, iz različitih naponsko-deformacijskih uslova, dveju, različitim postupcima, spregnutih greda.....	85
Tabela 6.3.1 Raspored i opis mernih mesta za grede BF-i	93
Tabela 6.3.4.1 Rezultati eksperimentalnog ispitivanja spregnutih nosača tipa „A”	99
Tabela 6.4.1 Raspored i opis mernih mesta za grede BN-i.....	104
Tabela 6.4.4.1 Rezultati eksperimentalnog ispitivanja spregnutih nosača tipa „B”	111
Tabela 6.5.3.1 Vrednosti pomeranja drvenog u odnosu na betonski deo preseka u osloncima	123
Tabela 6.6.1 Rezultati eksperimentalnog ispitivanja spregnutih nosača tipa „A” i tipa „B”	124
Tabela 7.1 Materijalne konstante modela materijala korišćenih u FE modeliranju	134
Tabela 8.5.1-Vrednosti $k_{fat,\infty}$,	151
Tabela 8.5.2 Vrednosti koeficijenata a i b	153

LISTA NAJČEŠĆE KORIŠĆENIH OZNAKA

Oznaka	Jedinica	Opis
A	mm^2	površina poprečnog preseka
E_1A_1	N	aksijalna krutost betonske ploče
E_2A_2	N	aksijalna krutost drvene grede
E_1I_1	Nmm^2	krutost na savijanje beton. dela spregnutog preseka
E_2I_2	Nmm^2	krutost na savijanje drvenog dela spregnutog preseka
$(EI)_{ef}$	Nmm^2	krutost na savijanje spregnutog preseka
F	kN	opterećenje
F_{est}	kN	procenjeno najveće opterećenje
I	m^4	moment inercije poprečnog preseka
K	N/mm	modul pomerljivosti
K_{ser}	N/mm	modul pomerljivosti prema EN 26891
M	Nm	moment savijanja
N	N	aksijalna sila
V	N	transverzalna sila
a	mm	rastojanje između neutralnih osa drvenog i betonskog dela preseka
a_1	mm	rastojanje težišta beton. dela preseka od težišta spregnutog preseka
a_2	mm	rastojanje težišta drvenog dela preseka od težišta spregnutog preseka
h_1	mm	visina betonskog dela preseka
h_2	mm	visina drvenog dela preseka
l	mm	raspon
n		odnos modula elastičnosti betona i drveta, respektivno
s	mm	razmak spojnih sredstava
s_{max}	mm	max. razmak spojnih sredstava
s_{min}	mm	min. razmak spojnih sredstava
q	N/mm	raspodeljeno opterećenje
u_1	mm	horizontalno pomeranje N.O. betonskog dela preseka
u_2	mm	horizontalno pomeranje N.O. drvenog dela preseka
$u_{el,max}$	mm	elastični ugib
u_{fin}	mm	konačni ugib

GRČKA SLOVA

Oznaka	Jedinica	Opis
σ	N/mm^2	normalni napon
τ	N/mm^2	smičući napon
ρ	kg/m^3	zapreminska masa
γ		koeficijent popustljivosti spojnog sistema
α		koeficijent aksijalne i savojne krutosti spregnutog nosača
ε		dilatacija

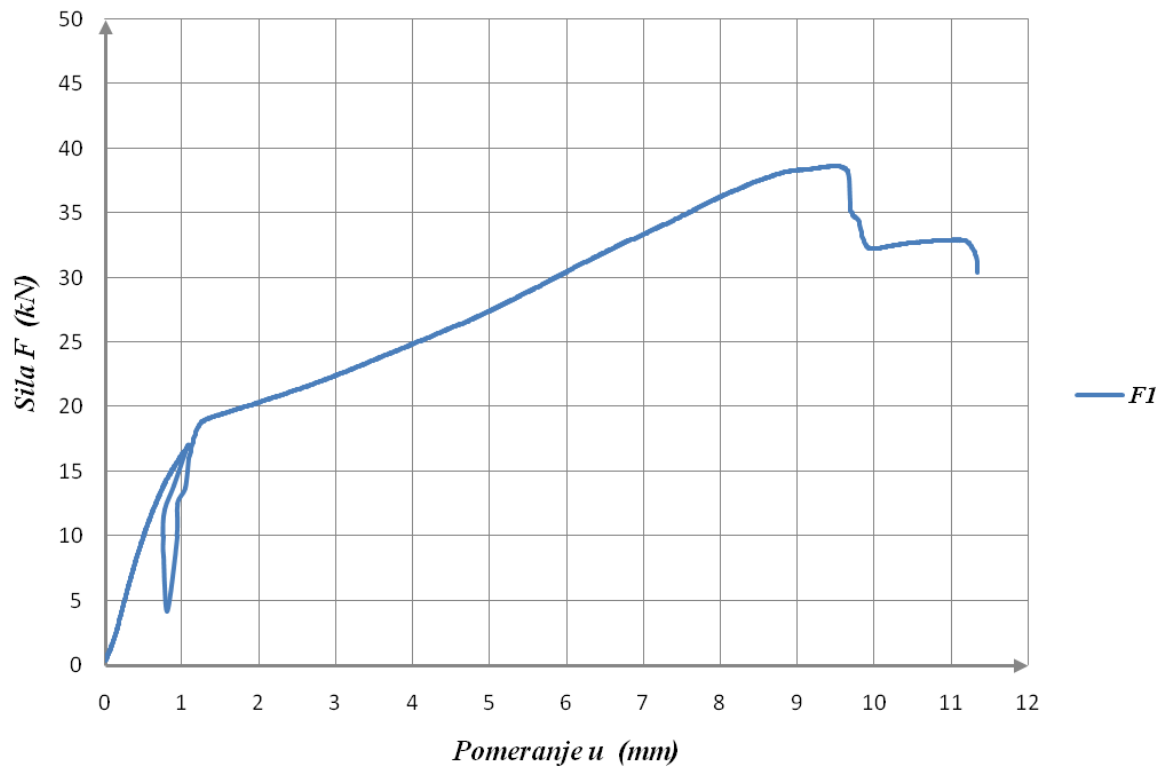
INDEKSI

Oznaka	Opis
<i>c</i>	Pritisak (<i>Compression</i>)
<i>d</i>	Računsko (<i>Design</i>)
<i>def</i>	Deformacija (<i>Deformation</i>)
<i>dis</i>	Raspodela (<i>Distribution</i>)
<i>eff</i>	Efektivno (<i>Effective</i>)
<i>fin</i>	Finalno (<i>Final</i>)
<i>inst</i>	Trenutno (<i>Instantaneous</i>)
<i>k</i>	Karakteristično (<i>Characteristic</i>)
<i>m</i>	Materijal, savijanje (<i>Material; bending</i>)
<i>max</i>	Maksimum (<i>Maximum</i>)
<i>min</i>	Minimum (<i>Minimum</i>)
<i>mod</i>	Modifikovano (<i>Modification</i>)
<i>nom</i>	Nominalno (<i>Nominal</i>)
<i>ser</i>	Upotrebljivost (<i>Serviceability</i>)
<i>t (ili ten)</i>	Zatezanje (<i>Tension</i>)
<i>tor</i>	Torzija (<i>Torsion</i>)
<i>u</i>	Granično (<i>Ultimate</i>)
<i>v</i>	Smicanje (<i>shear</i>)
<i>vol</i>	Zapremina (<i>Volume</i>)

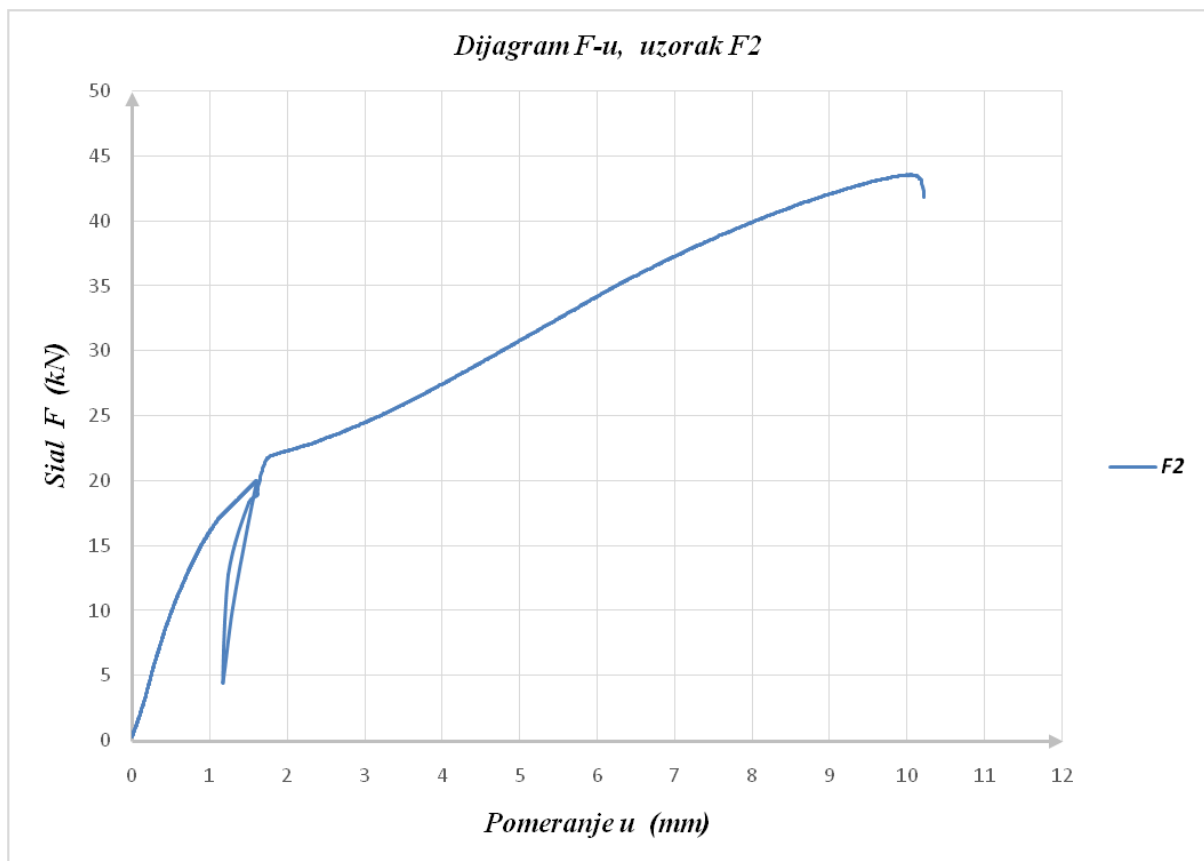
PRILOG A

**Eksperimentalno određivanje dijagrama $F-u$
za uzorke Fi prema standardu
SRBS EN 26891**

Dijagram F-u, uzorak F1

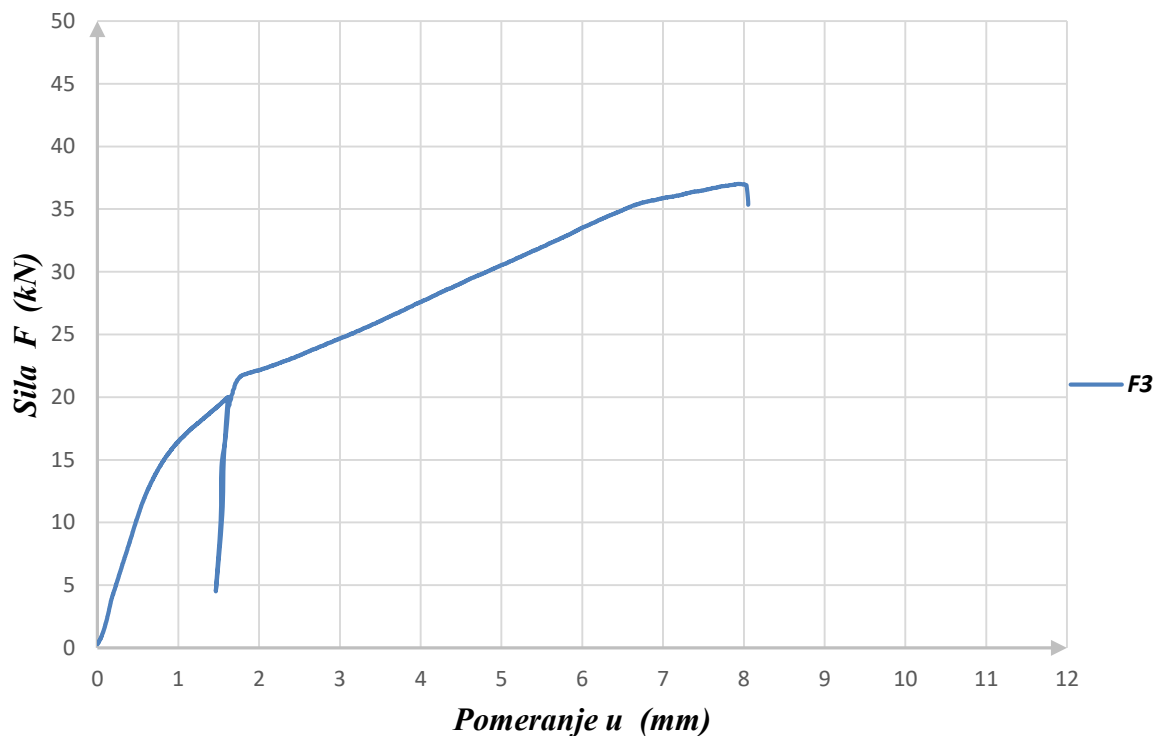


A.1 Eksperimentalno određen dijagram F-u za uzorak F1



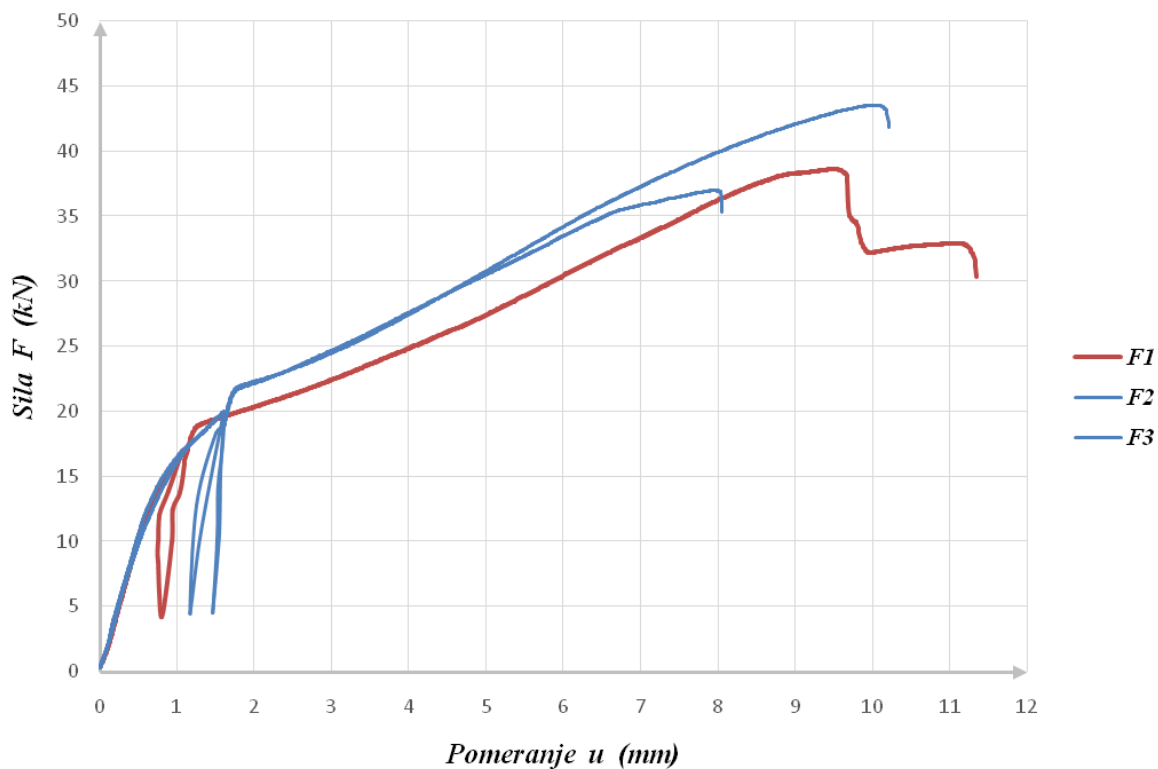
A.2 Eksperimentalno određen dijagram F-u za uzorak F2

Dijagram F-u, uzorak F3



A.3 Eksperimentalno određen dijagram F-u za uzorak F3

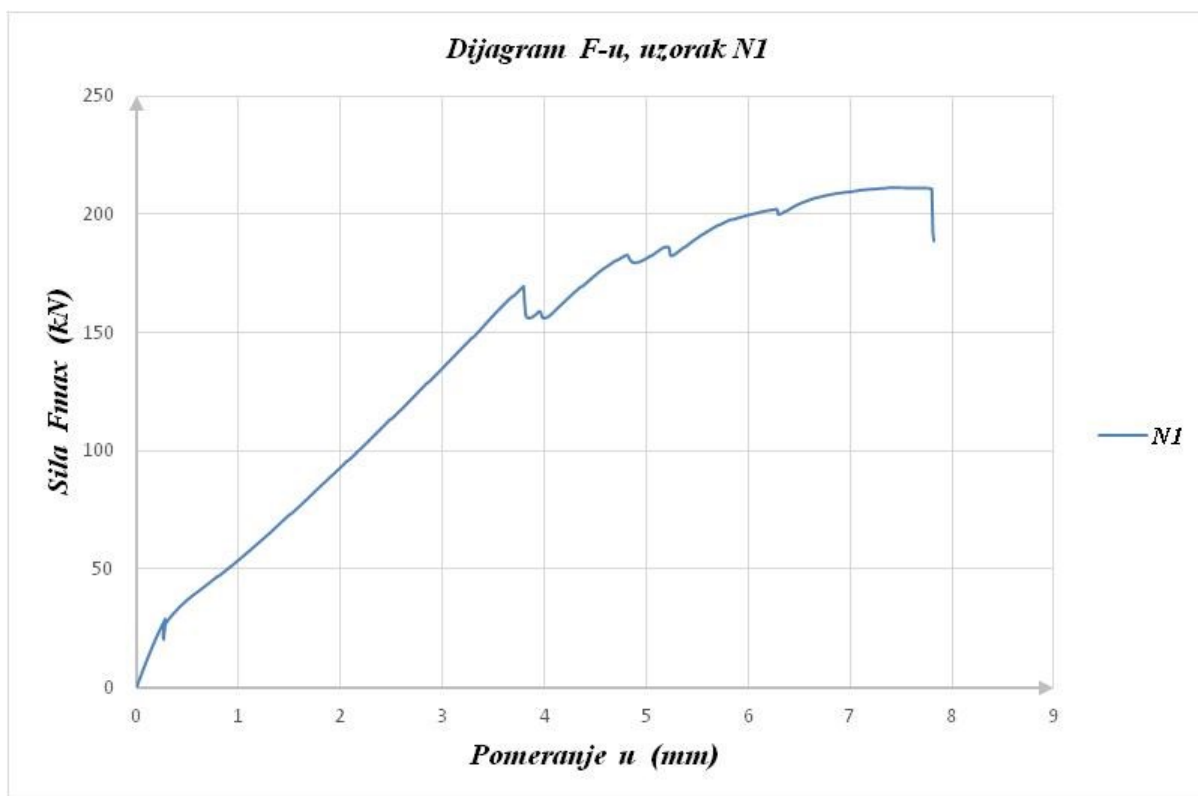
Dijagrami F-u



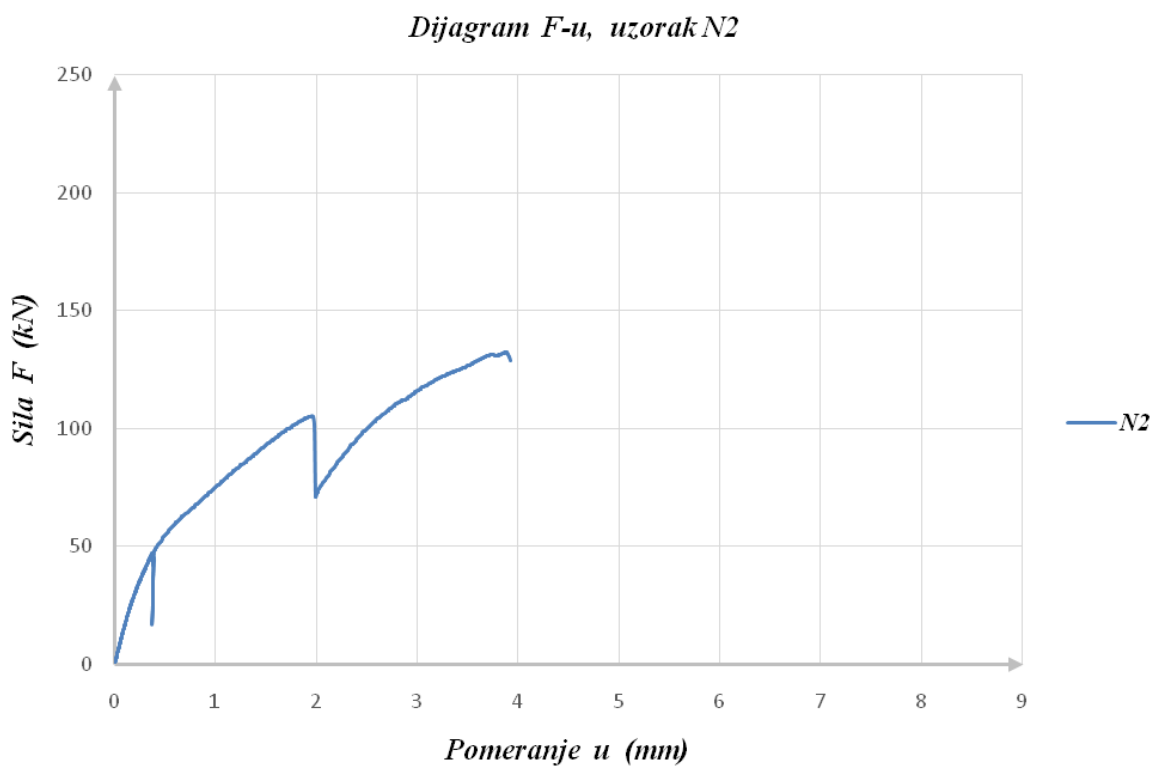
A.4 Uporedni, eksperimentalno određen dijagram za model F1, F2, F3

PRILOG B

**Ekperimentalno određivanje dijagrama $F-u$
za uzorke Ni prema standardu
SRBS EN 26891**

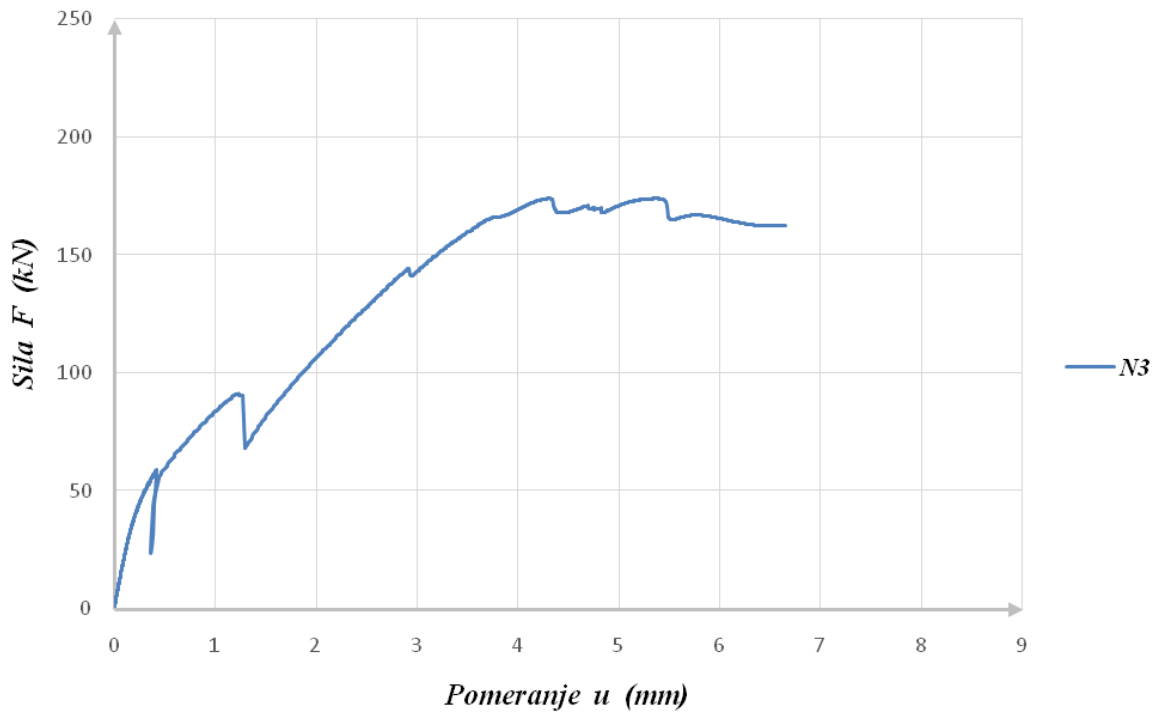


B.1 Eksperimentalno određen dijagram F-u za uzorak N1

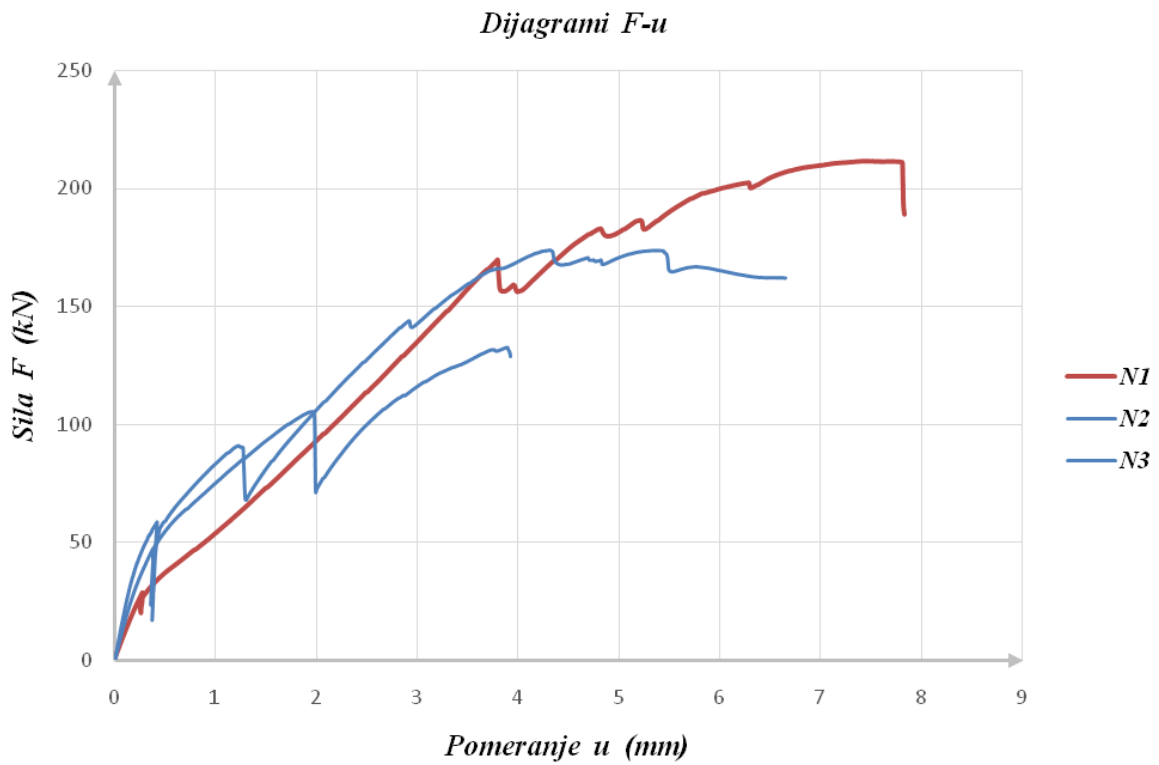


B.2 Eksperimentalno određen dijagram F-u za uzorak N2

Dijagram F-u, uzorak N3



B.3 Eksperimentalno određen dijagram F-u za uzorak N3

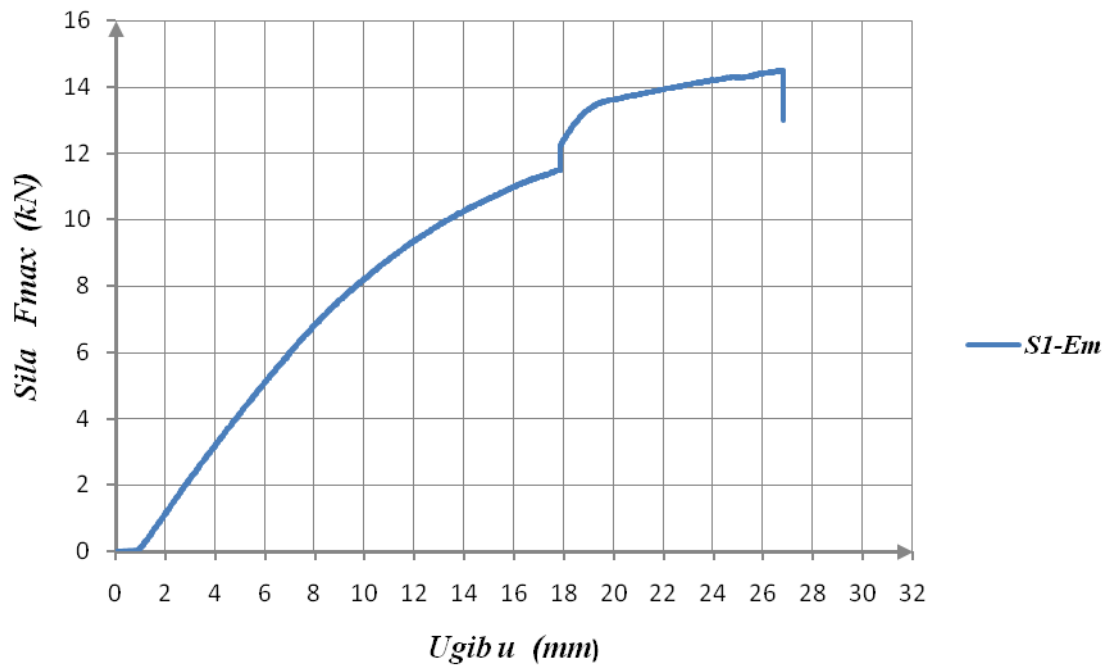


B.4 Uporedni, eksperimentalno određen dijagram za uzorke N1, N2, N3

PRILOG C

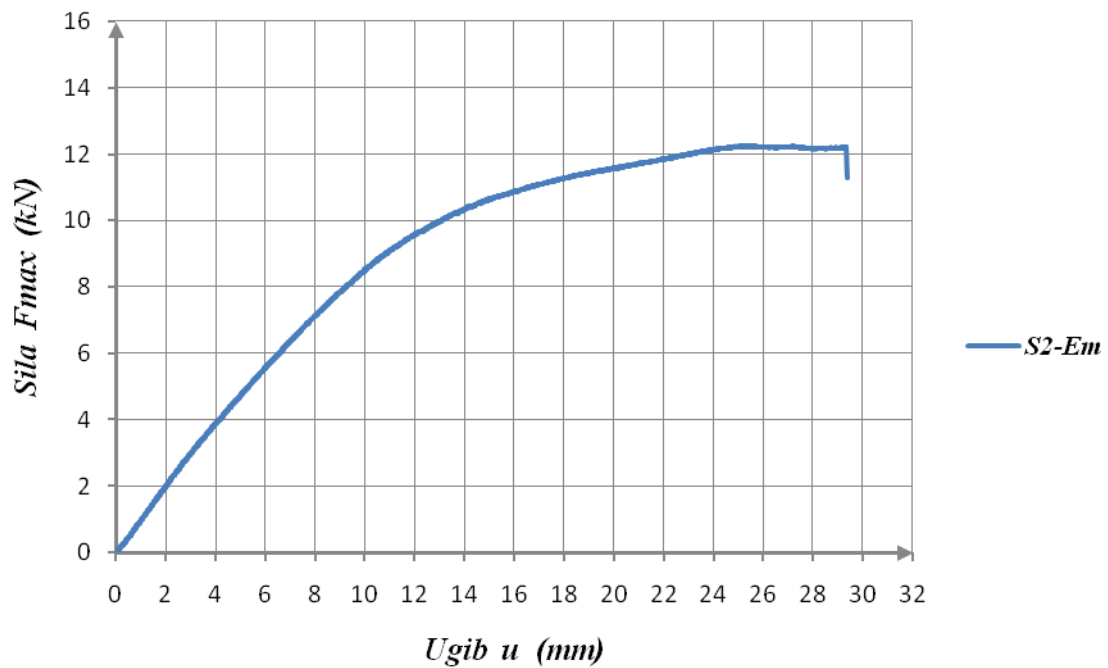
**Eksperimentalno utvđivanje
modula elastičnosti i
čvrstoće drveta na savijanje
prema standardu
SRBS EN 408**

Dijagram F-u, uzorak S1



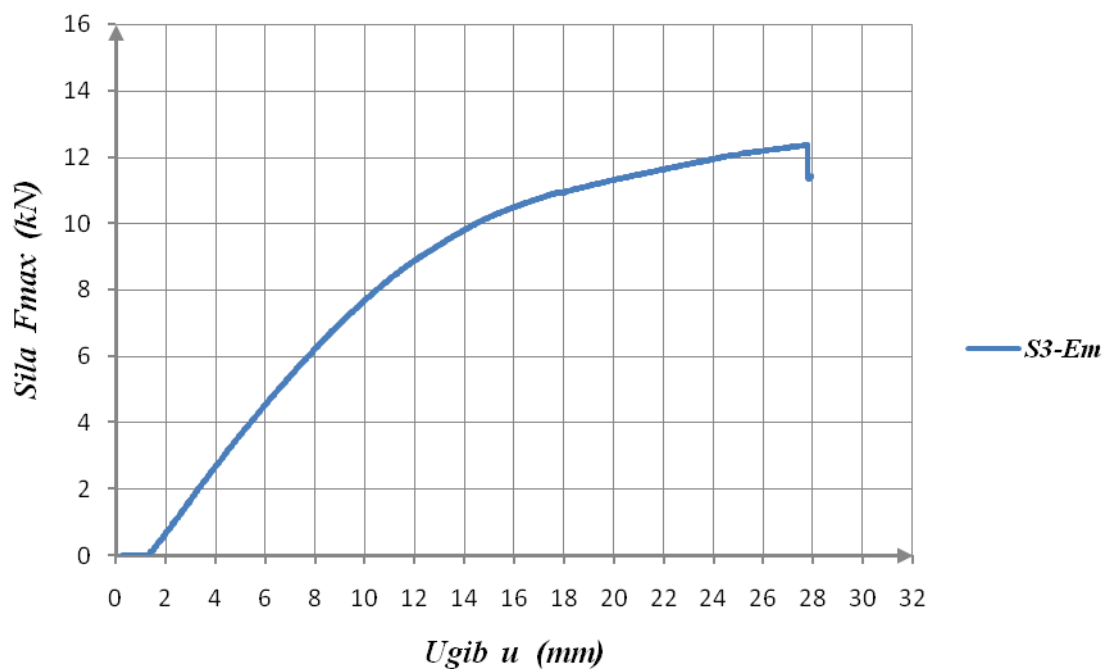
C.1 Eksperimentalni dijagram F-u, za uzorak S1

Dijagram F-u, uzorak S2



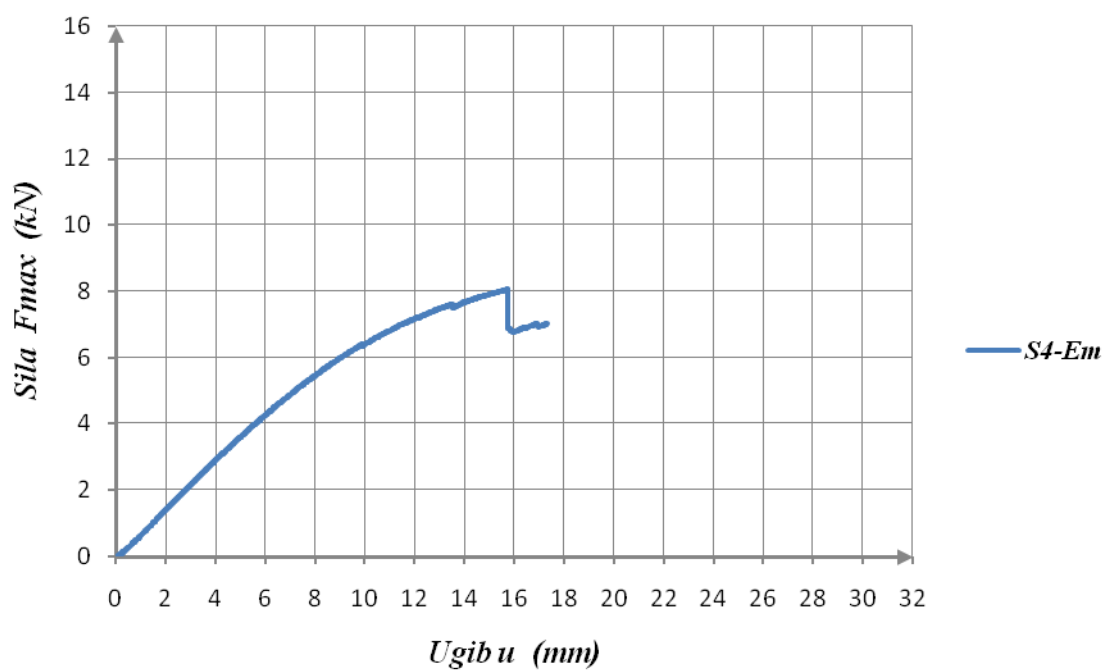
C.2 Eksperimentalni dijagram F-u, za uzorak S2

Dijagram F-u, uzorak S3



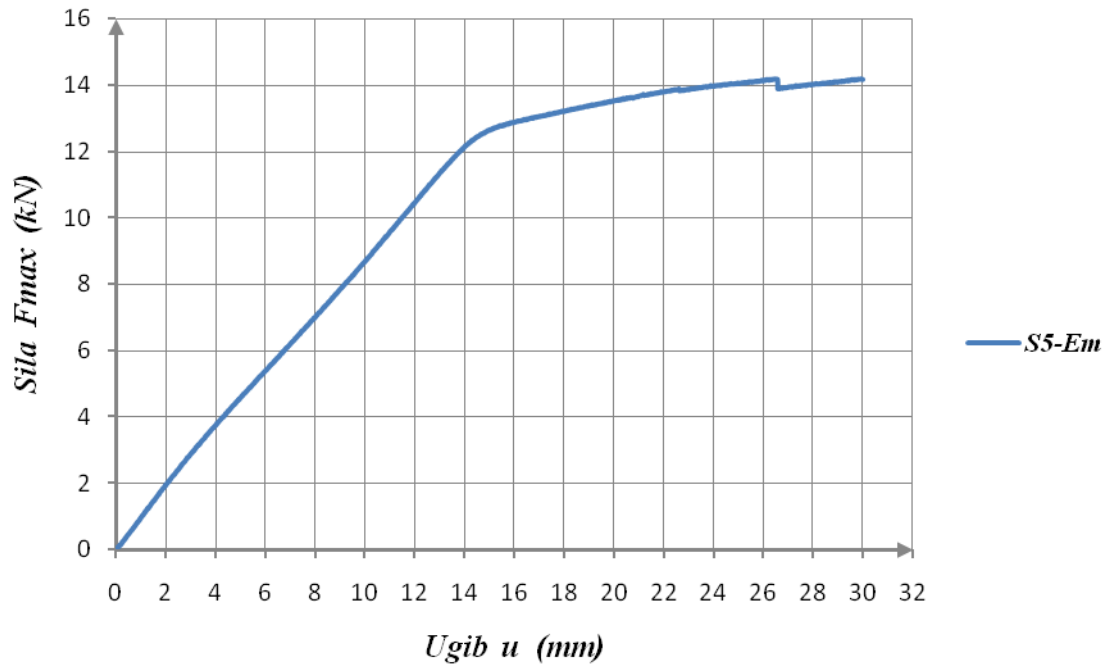
C.3 Eksperimentalni dijagram F-u, za uzorak S3

Dijagram F-u, uzorak S4



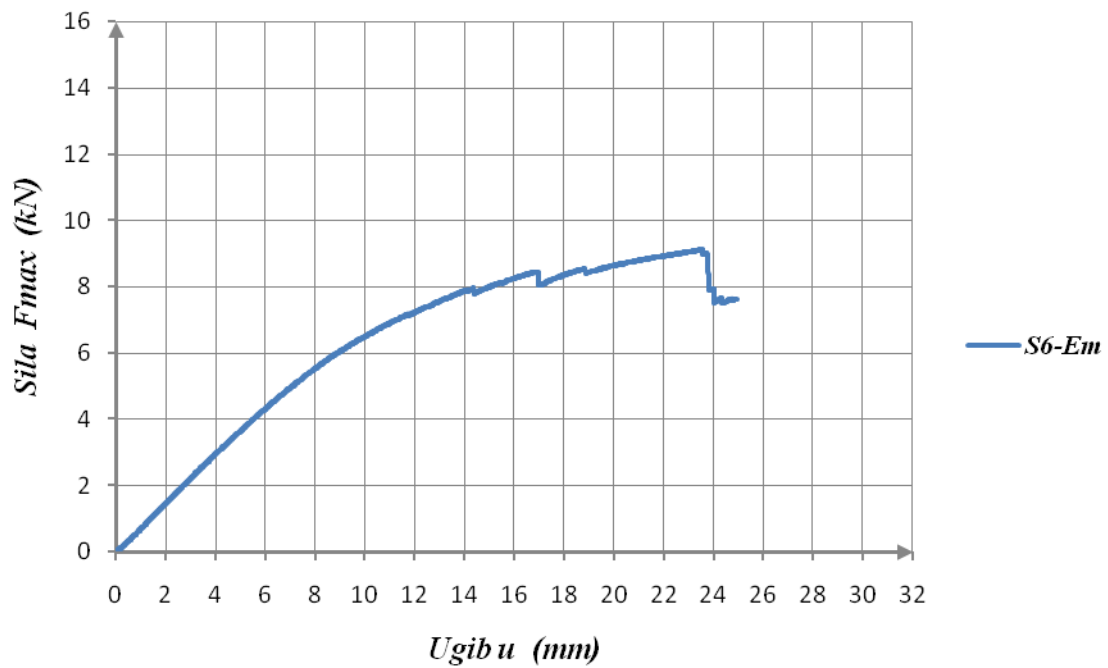
C.4 Eksperimentalni dijagram F-u, za uzorak S4

Dijagram F-u, uzorak S5



C.5 Eksperimentalni dijagram F-u, za uzorak S5

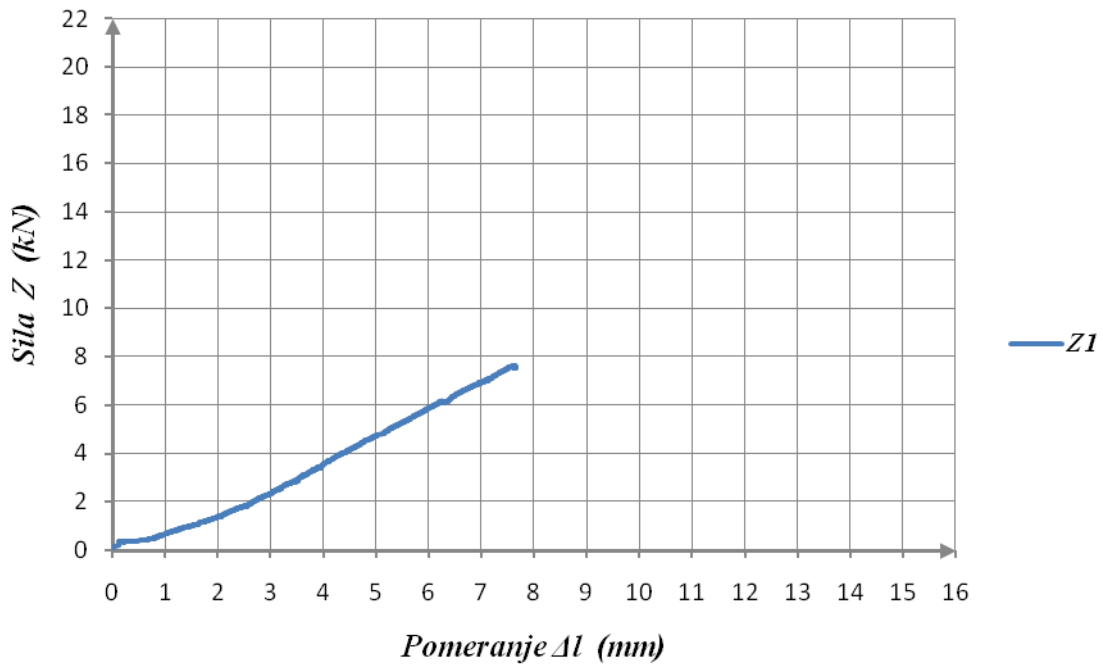
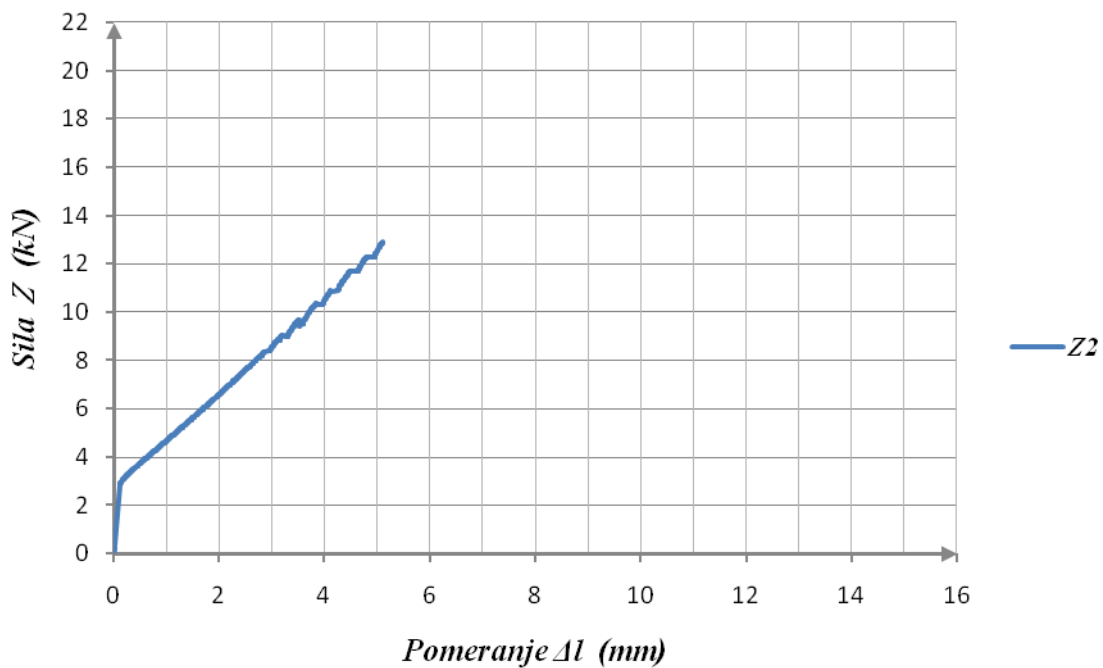
Dijagram F-u, uzorak S6

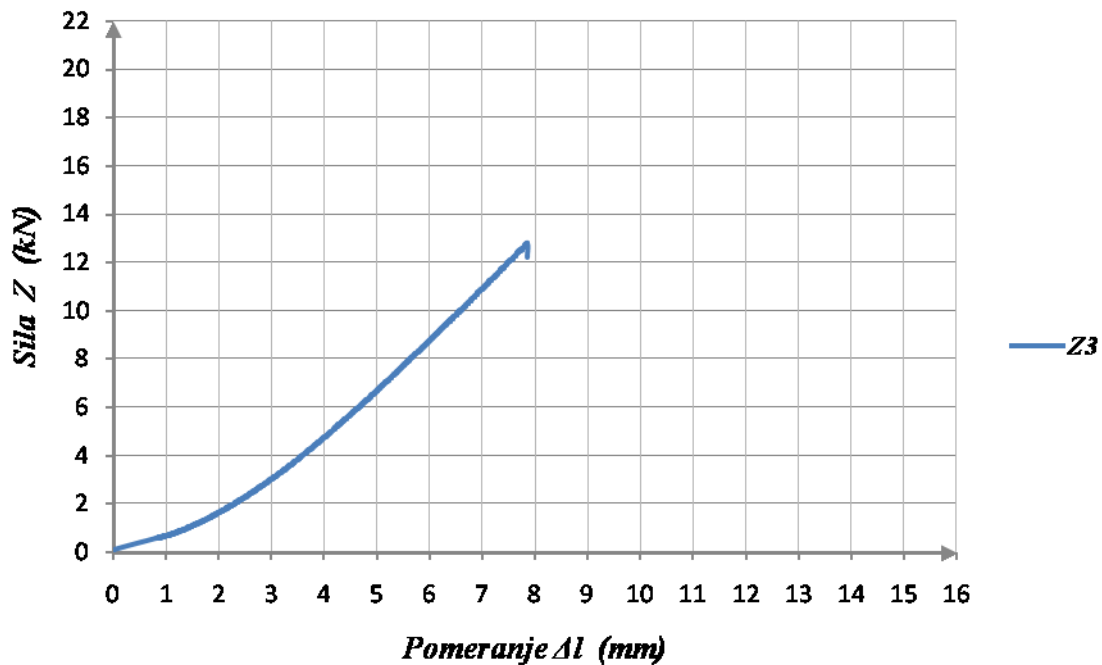
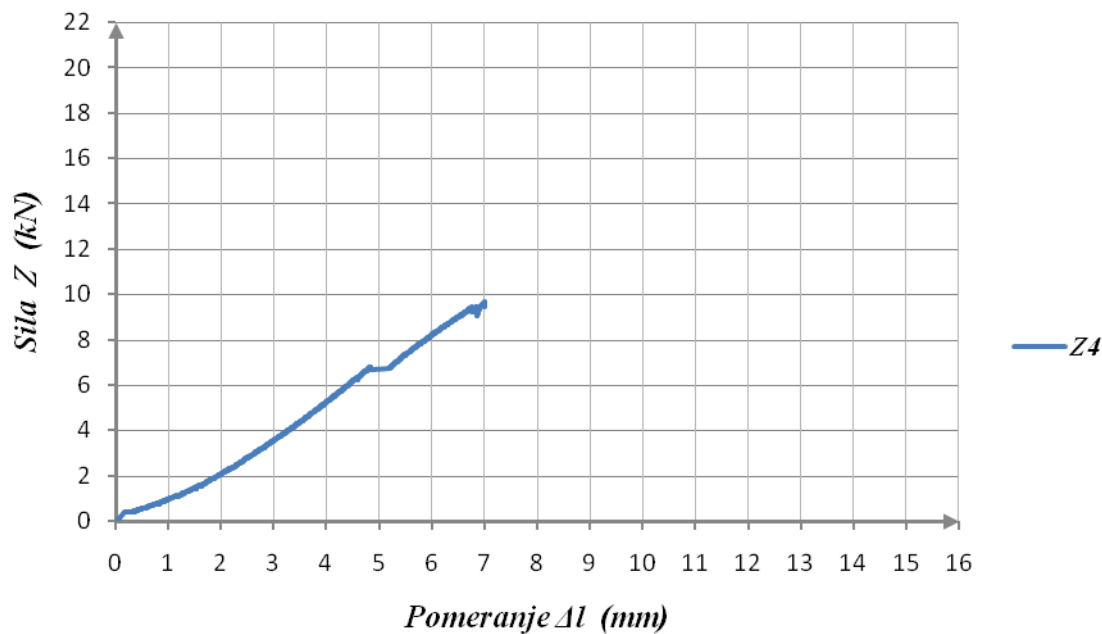


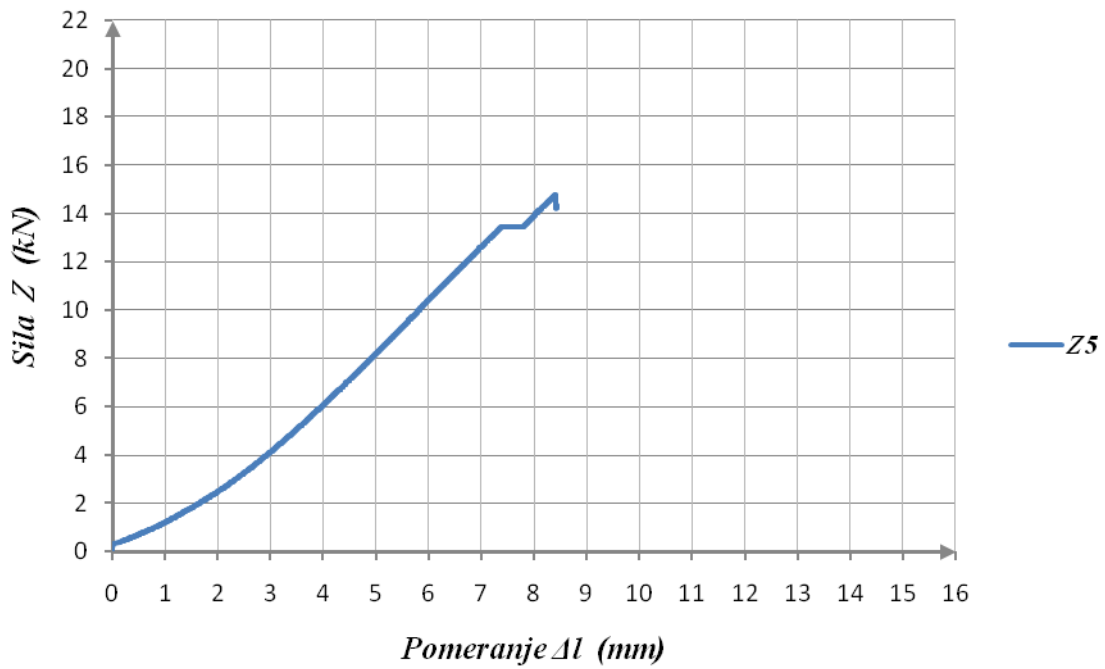
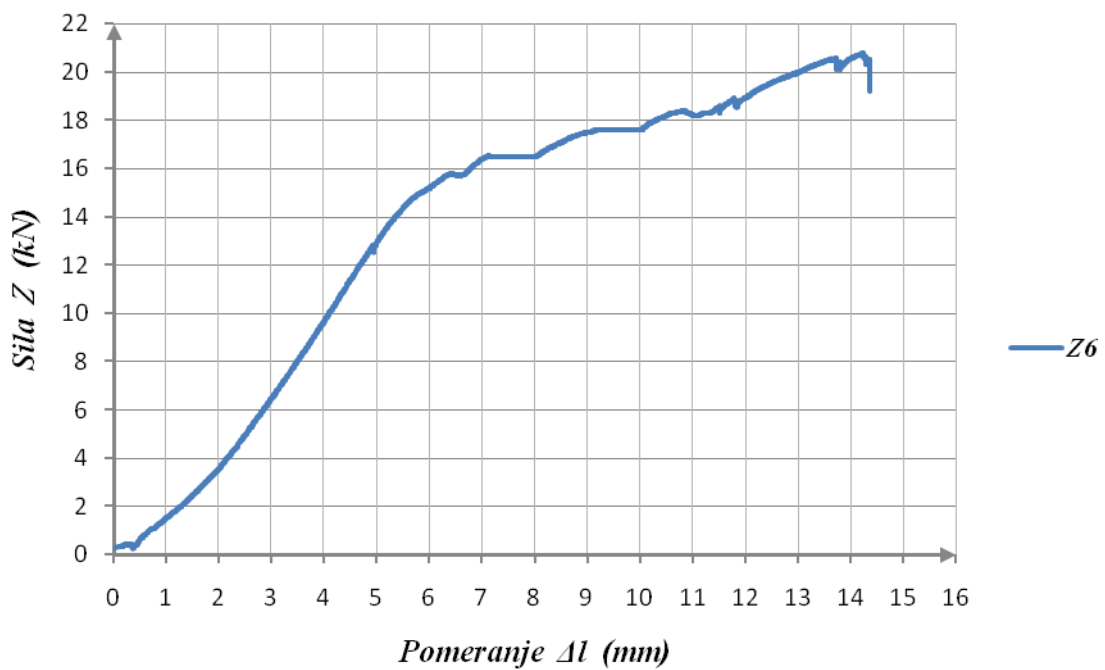
C.6 Eksperimentalni dijagram F-u, za uzorak S6

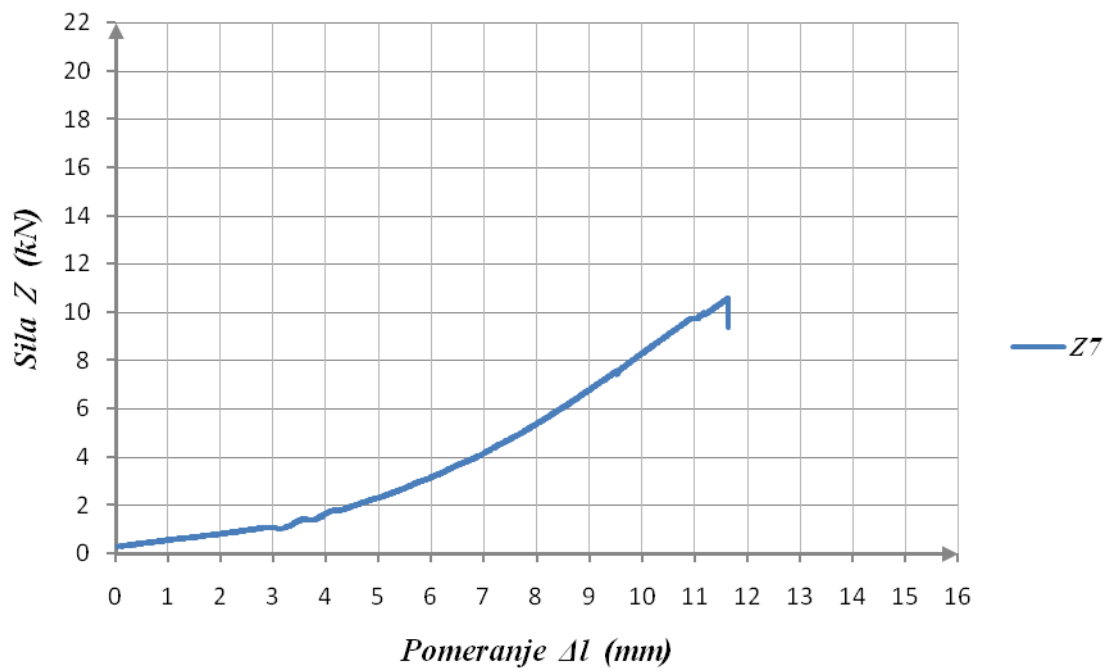
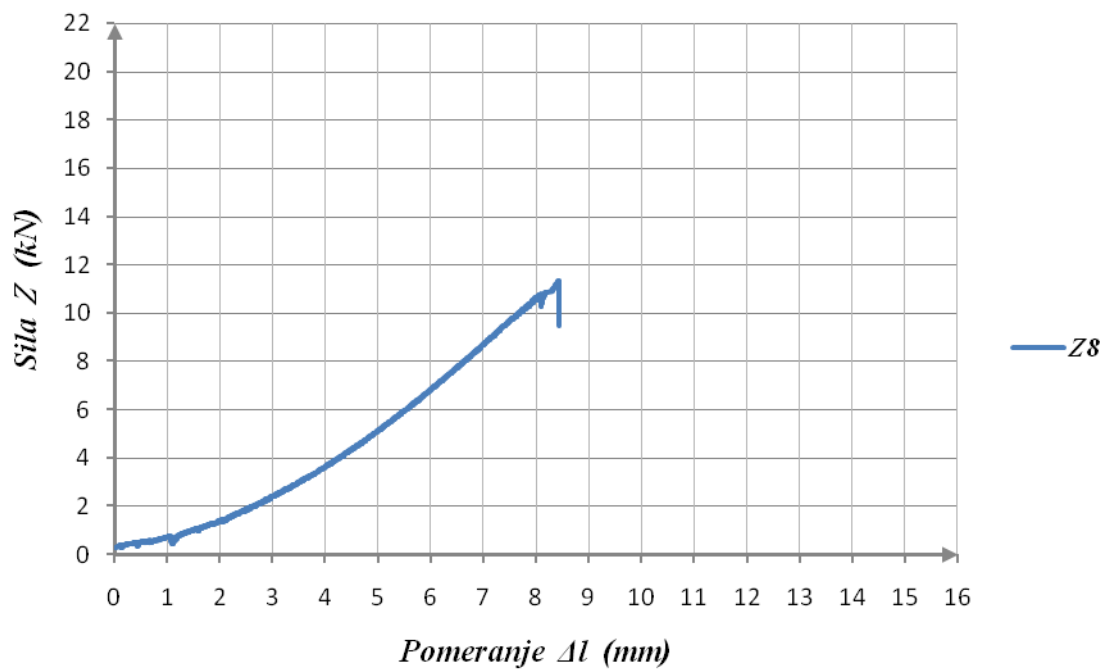
PRILOG D

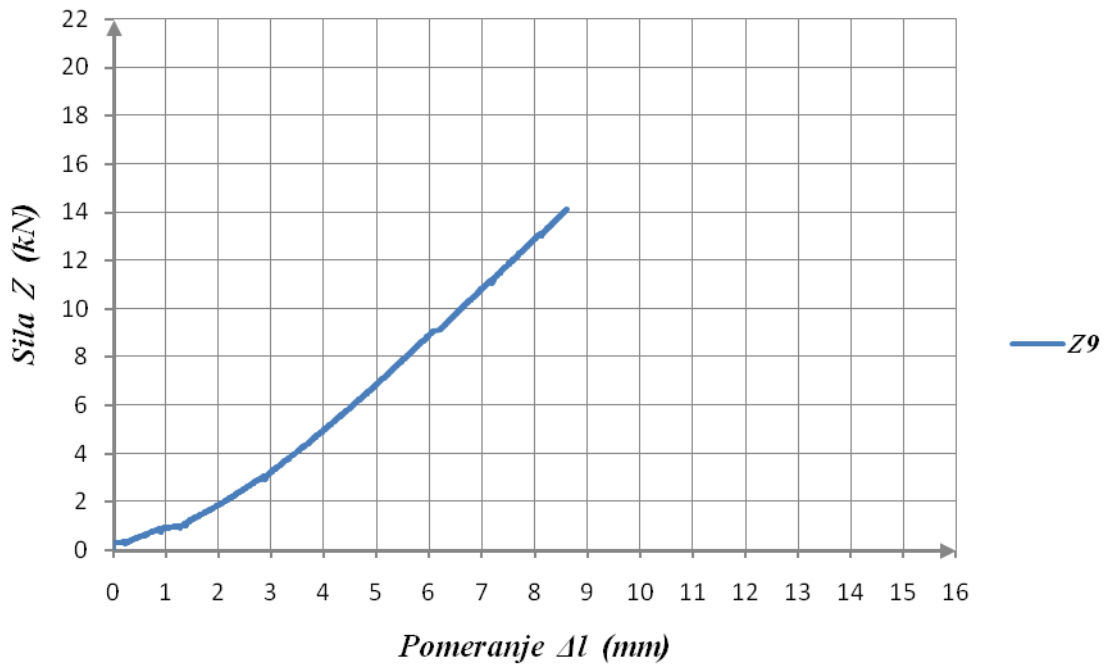
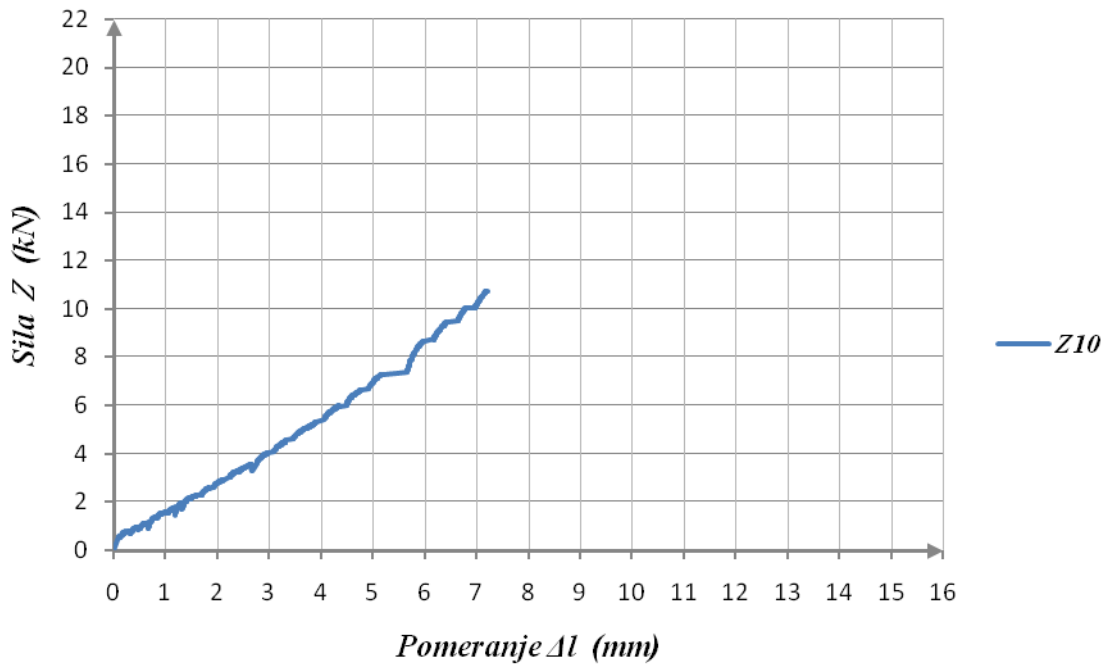
**Eksperimentalno utvđivanje čvrstoće drveta
na zatezanje paralelno vlaknima
prema standardu
SRBS EN 408**

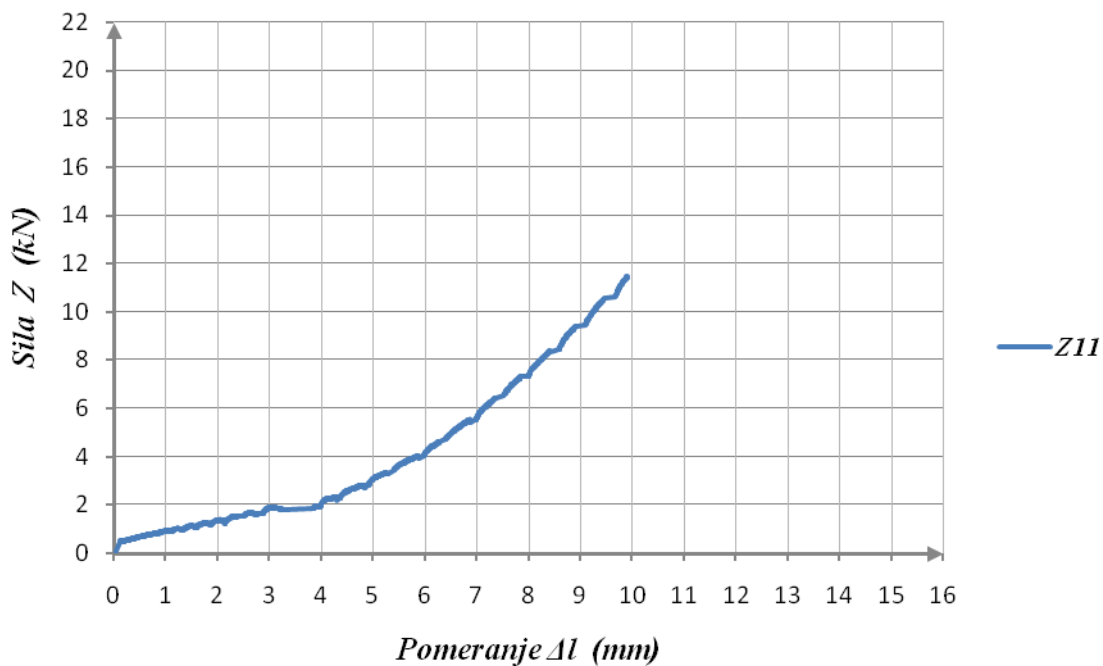
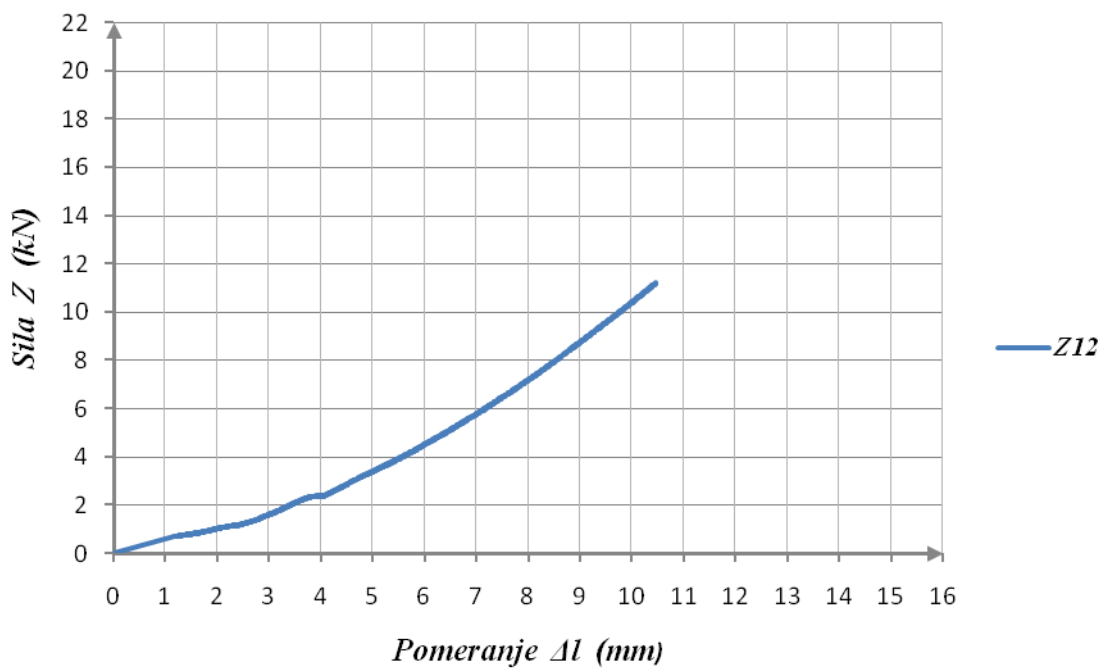
Dijagram Z- Δl , uzorak-Z1D.1 Eksperimentalni dijagram Z- Δl , za uzorak Z1Dijagram Z- Δl , uzorak-Z2D.2 Eksperimentalni dijagram Z- Δl , za uzorak Z2

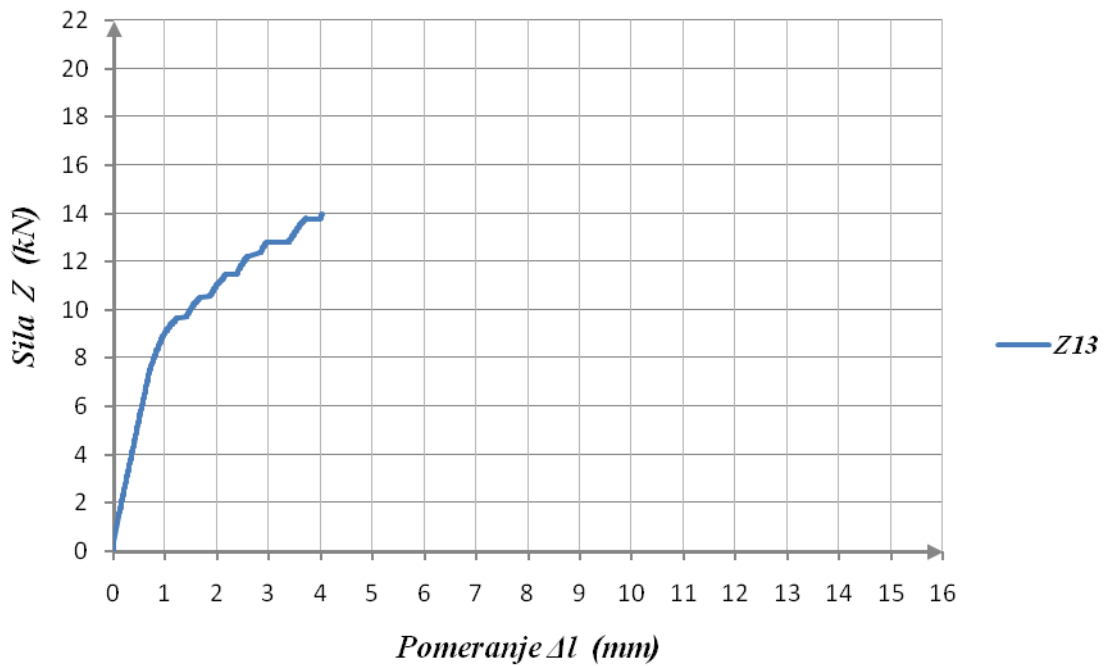
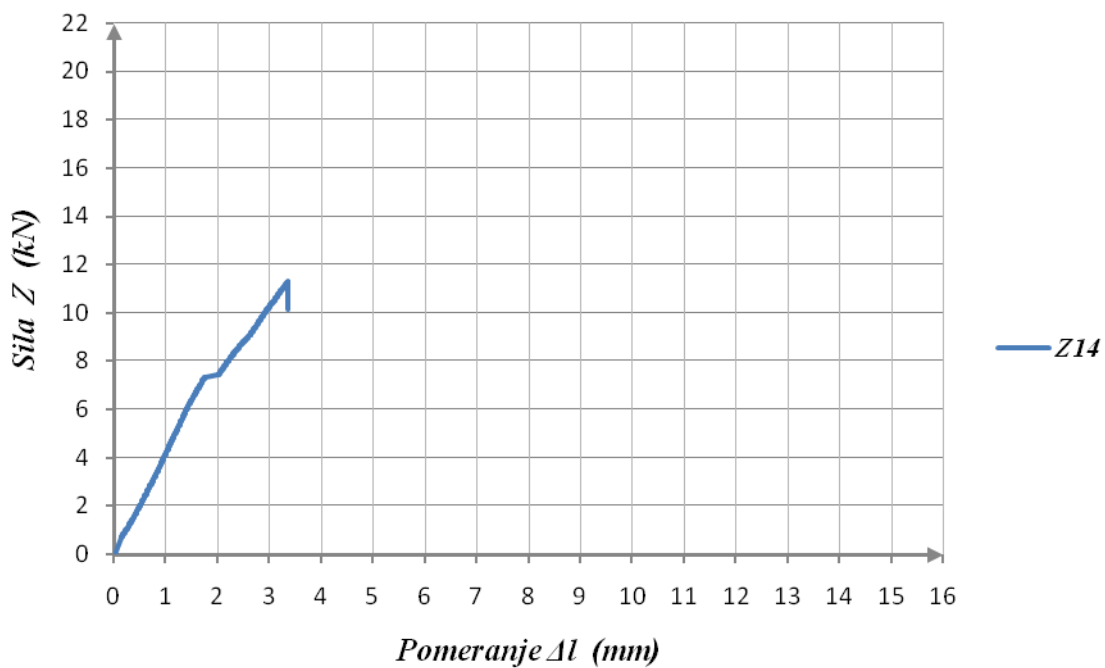
Dijagram Z- Δl , uzorak-Z3**D.3 Eksperimentalni dijagram Z- Δl , za uzorak Z3****Dijagram Z- Δl , uzorak-Z4****D.4 Eksperimentalni dijagram Z- Δl , za uzorak Z4**

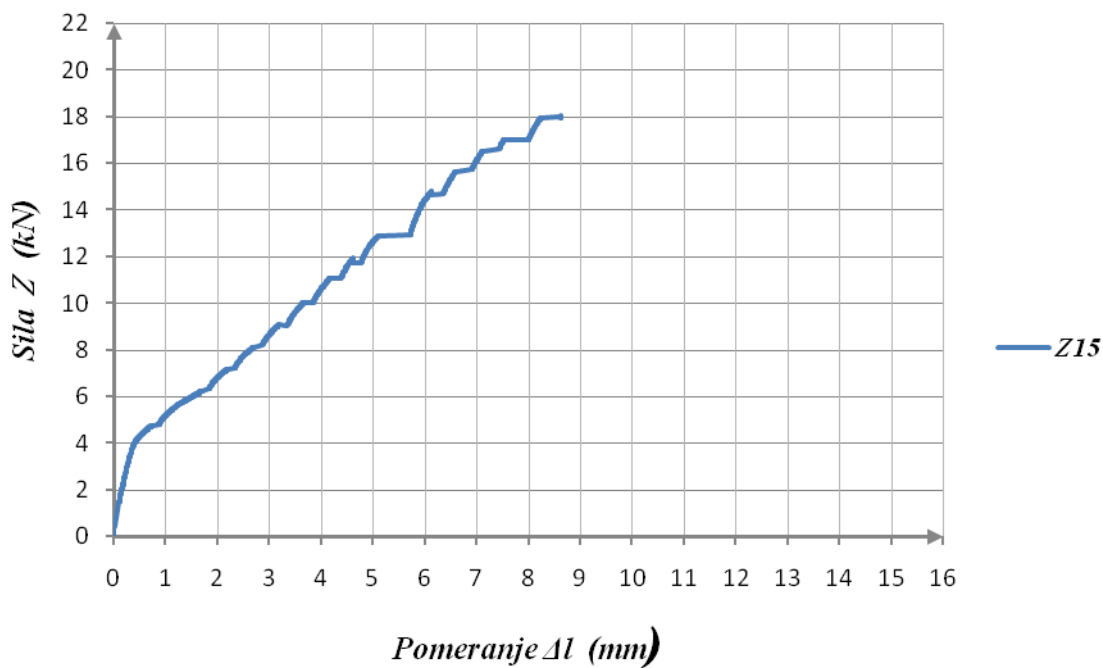
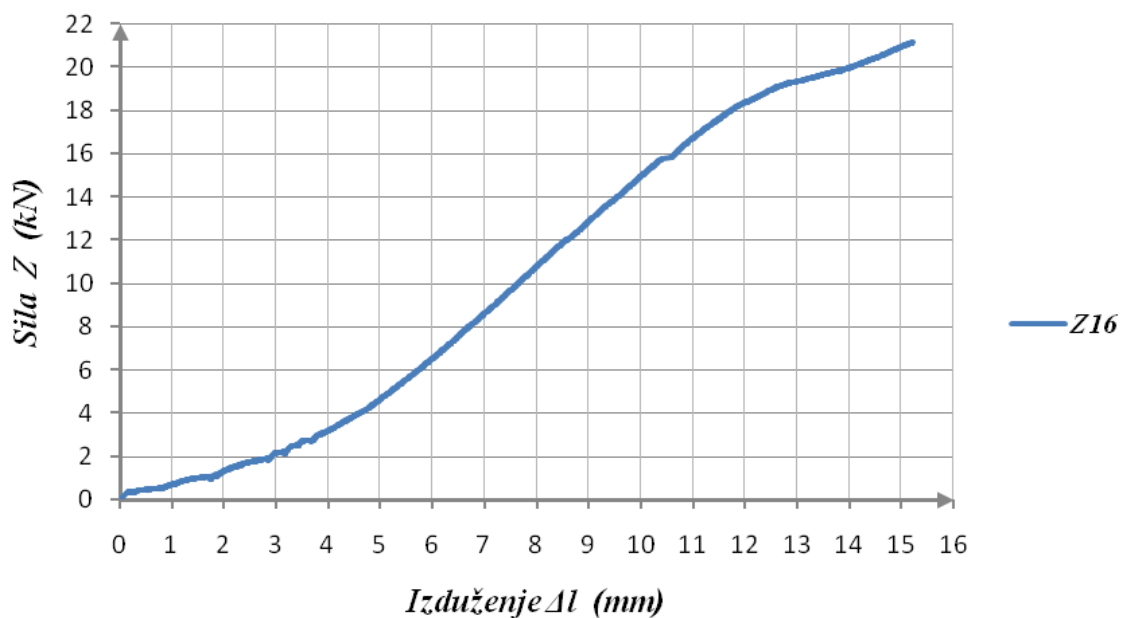
Dijagram Z- Δl , uzorak-Z5D.5 Eksperimentalni dijagram Z- Δl , za uzorak Z5Dijagram Z- Δl , uzorak-Z6D.6 Eksperimentalni dijagram Z- Δl , za uzorak Z6

Dijagram Z- Δl , uzorak-Z7D.7 Eksperimentalni dijagram Z- Δl , za uzorak Z7Dijagram Z- Δl , uzorak-Z8D.8 Eksperimentalni dijagram Z- Δl , za uzorak Z8

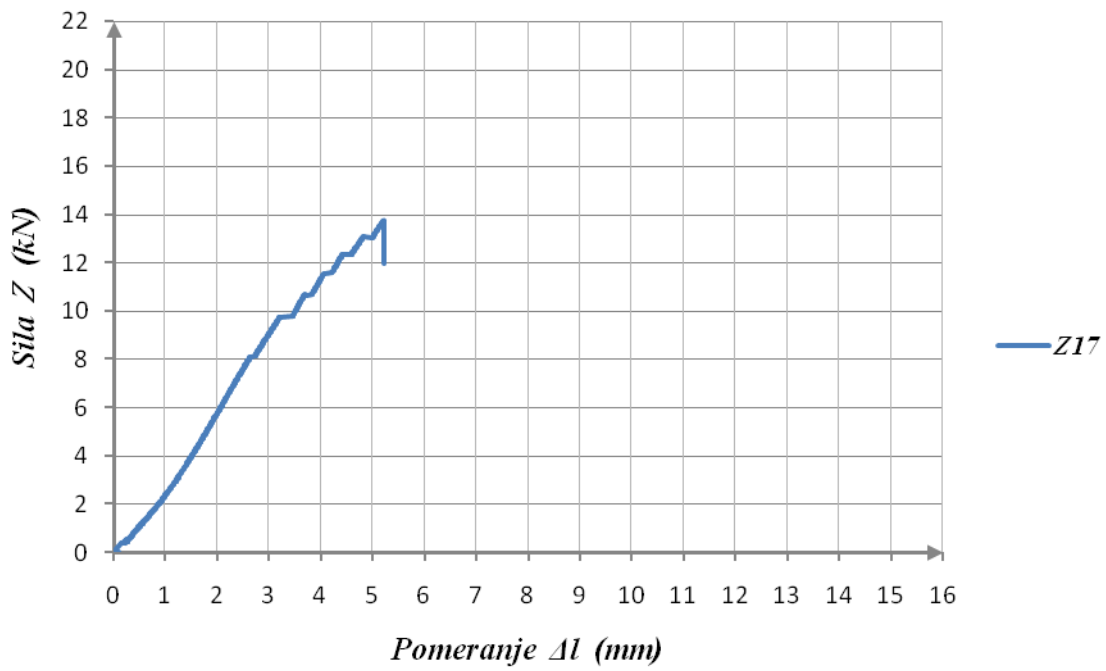
Dijagram Z- Δl , uzorak -Z9*D.9 Eksperimentalni dijagram Z- Δl , za uzorak Z9**Dijagram Z- Δl , uzorak -Z10**D.10 Eksperimentalni dijagram Z- Δl , za uzorak Z10*

Dijagram Z- Δl , uzorak -Z11D.11 Eksperimentalni dijagram Z- Δl , za uzorak Z11Dijagram Z- Δl , uzorak -Z12D.12 Eksperimentalni dijagram Z- Δl , za uzorak Z12

Dijagram Z- Δl , uzorak-Z13D.13 Eksperimentalni dijagram Z- Δl , za uzorak Z13Dijagram Z- Δl , uzorak-Z14D.14 Eksperimentalni dijagram Z- Δl , za uzorak Z14

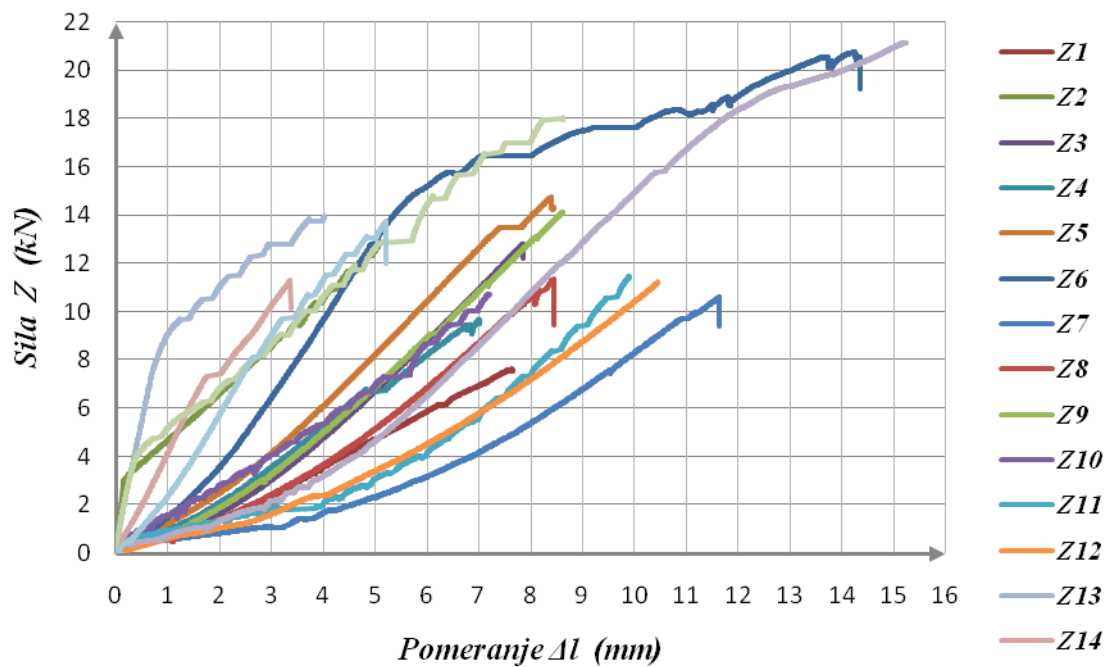
Dijagram $Z-\Delta l$, uzorak -Z15D.15 Eksperimentalni dijagram $Z-\Delta l$, za uzorak Z15Dijagram $Z-\Delta l$, uzorak -Z16D.16 Eksperimentalni dijagram $Z-\Delta l$, za uzorak Z16

Dijagram Z- Δl , uzorak -Z17



D.17 Eksperimentalni dijagram Z- Δl , za uzorak Z17

Dijagrami Z- Δl



D.18 Eksperimentalni dijagram Z- Δl , za uzorak Z18

BIOGRAFIJA



Mr Radovan Cvetković rođen je 5. avgusta 1967. godine u Kruševcu. Nakon završene srednje Građevinske škole, smer za visokogradnju, upisao je Građevinski fakultet u Nišu, odsek za visokogradnju, školske 1987/88. godine.

24. juna 1994. godine diplomirao je radom, iz oblasti Betonskih konstrukcija i Projektovanja javnih objekata, koji je imao temu: "Statički i dinamički proračun armirano-betonske konstrukcije TV-tornja visine od 320m" sa ocenom 10. Iste godine, kao najbolji diplomirani student u generaciji 1993/1994. Građevinskog fakulteta, nagrađen je od strane Univerziteta u Nišu i dodeljena mu je Povelja Univerziteta.

Od jeseni 1994. držao je vežbe na predmetu Drvene konstrukcije i skele, a od januara 1995. uključen je u rad na strateškom i istraživačko-tehnološkom projektu "Uvođenje sistema Evrokodova i osvajanje novih metoda projektovanja proizvoda i tehnologija u građevinskom konstrukterstvu Srbije", potprojektu: "Evrokod 5-Proračun drvenih konstrukcija" od strane Ministarstva za nauku i tehnologiju Republike Srbije, kao mladi istraživač stipendista.

7. marta 1995. izabran je za saradnika Građevinskog fakulteta u Nišu u zvanju asistenta-pripravnika za predmete Drvene konstrukcije i skele i Betonske konstrukcije.

1996. uključen je u rad na naučnom projektu iz oblasti osnovnih istraživanja pod nazivom "Teorijska i eksperimentalna istraživanja savremenih metalnih i drvenih konstrukcija."

Narednih godina kandidat je držao vežbe iz napred navedenih predmeta, radio na naučno-istraživačkim projektima finansiranim od Ministarstva za nauku i tehnologiju, pisao i objavljivao radove na naučnim i stručnim skupovima i preko Instituta za građevinarstvo i arhitekturu, kao projektant-saradnik učestvovao u izradi različite projektne dokumentacije, elaborata i ekspertiza.

Okobra 2000. godine s odobrenjem Nastavno-naučnog veća Građevinsko-arhitektonskog fakulteta u Nišu upisuje se i odlazi na posle diplomске studije, na Građevinski fakultet Ruskog Univerziteta, u Bohum, SR Nemačka.

Posle diplomске studije pod nazivom "Master course-Computational Engineering" trajale su dve godine, (4 semestra), predavanja i vežbe držani su na engleskom jeziku. Tokom

studija položio je ispite iz 20 predmeta i stekao pravo na izradu magistarske teze pod nazivom *“Ponašanje spregnutih greda tipa drvo-beton opterećene savijanjem”* (*Behaviour of Composite Timber-Concrete Structures with Bending Actions*), pod mentorstvom Prof. Dr-Ing. Fridhelma Štangenberga, šefa Katedre za betonske konstrukcije Građevinskog fakulteta u Bohumu.

Magistarski rad je ocenjen najvišom ocenom 1,0 i kandidat je 14. oktobra 2002. stekao zvanje magistra u oblasti građevinarstva na Građevinskom fakultetu u Bohumu.

Stečenu diplomu magistra nostrifikovao je Građevinsko-arhitektonski fakultet u Nišu dana 26.03. 2003. godine kao Diplomom magistra tehničkih nauka.

Tema doktorske disertacije pod nazivom „Mehaničko ponašanje spregnutih konstrukcija tipa drvo-beton“ odobrena mu je od strane Odbora za tehničko-tehnološke nauke Univerziteta u Nišu februara 2010. Tokom 2010. i 2011. u više navrata boravi na Građevinskom fakultetu Ruskog univerziteta u Bohumu, u statusu stipendiste, u okviru SEEFORM projekta i radi na disertaciji. U okviru SEEFORM projekta redovno učestvuje na status seminarima vezanim za progres u radu na tezi. Status seminari se organizuju u Bohumu, Nišu, Beogradu i Skoplju.

Učesnik je naučno istraživačkog projekta TR036037 pod nazivom „Izgradnja studentskih domova u Srbiji početkom 21. veka” u periodu od 2010.-2016. godine, finasiranog od Ministarstva za nauku i tehnologiju Republike Srbije.

Član je Inženjerske komore Srbije.

Član je Društva građevinskih konstruktera Srbije.

Član je Komisije za standardizaciju Republike Srbije u oblasti Drvenih konstrukcija i Zidanih konstrukcija.

U više navrata bio je član Saveta Građevinsko-arhitektonskog fakulteta u Nišu.

Od stranih jezika govori, čita i piše engleski, snalazi se sa ruskim i nemačkim.

Oženjen je i otac je jednog deteta.

U ovom trenutku kandidat je zaposlen na Građevinsko-arhitektonskom fakultetu u Nišu, u zvanju asistenta na predmetima uže naučne oblasti Drvene i zidane konstrukcije.

ИЗЈАВА О АУТОРСТВУ

Изјављујем да је докторска дисертација, под насловом

МЕХАНИЧКО ПОНАШАЊЕ СПРЕГНУТИХ КОНСТРУКЦИЈА ТИПА ДРВО-БЕТОН

која је одбрањена на Грађевинско-архитектонском факултету Универзитета у Нишу:

- резултат сопственог истраживачког рада;
- да ову дисертацију, ни у целини, нити у деловима, нисам пријављивао на другим факултетима, нити универзитетима;
- да нисам повредио ауторска права, нити злоупотребио интелектуалну својину других лица.

Дозвољавам да се објаве моји лични подаци, који су у вези са ауторством и добијањем академског звања доктора наука, као што су име и презиме, година и место рођења и датум одбране рада, и то у каталогу Библиотеке, Дигиталном репозиторијуму Универзитета у Нишу, као и у публикацијама Универзитета у Нишу.

У Нишу, _____

Потпис аутора дисертације:

Радован Р. Цветковић

**ИЗЈАВА О ИСТОВЕТНОСТИ ЕЛЕКТРОНСКОГ И ШТАМПАНОГ ОБЛИКА
ДОКТОРСКЕ ДИСЕРТАЦИЈЕ**

Наслов дисертације:

**МЕХАНИЧКО ПОНАШАЊЕ СПРЕГНУТИХ КОНСТРУКЦИЈА
ТИПА ДРВО-БЕТОН**

Изјављујем да је електронски облик моје докторске дисертације, коју сам предао за уношење у **Дигитални репозиторијум Универзитета у Нишу**, истоветан штампаном облику.

У Нишу, _____

Потпис аутора дисертације:

Радован Р. Цветковић

ИЗЈАВА О КОРИШЋЕЊУ

Овлашћујем Универзитетску библиотеку „Никола Тесла“ да у Дигитални репозиторијум Универзитета у Нишу унесе моју докторску дисертацију, под насловом:

МЕХАНИЧКО ПОНАШАЊЕ СПРЕГНУТИХ КОНСТРУКЦИЈА ТИПА ДРВО-БЕТОН

Дисертацију са свим прилозима предао сам у електронском облику, погодном за трајно архивирање.

Моју докторску дисертацију, унету у Дигитални репозиторијум Универзитета у Нишу, могу користити сви који поштују одредбе садржане у одабраном типу лиценце Креативне заједнице (Creative Commons), за коју сам се одлучио.

1. Ауторство (CC BY)
2. Ауторство – некомерцијално (CC BY-NC)
3. Ауторство – некомерцијално – без прераде (CC BY-NC-ND)
4. Ауторство – некомерцијално – делити под истим условима (CC BY-NC-SA)
5. Ауторство – без прераде (CC BY-ND)
6. Ауторство – делити под истим условима (CC BY-SA)

У Нишу, _____

Потпис аутора дисертације:

Радован Р. Цветковић