

UNIVERZITET U BEOGRADU

GRAĐEVINSKI FAKULTET

Veljko M. Koković

**GRANIČNA NOSIVOST OSLONAČKE  
VEZE OŠUPLJENIH MONTAŽNIH  
BETONSKIH PLOČA**

doktorska disertacija

Beograd, 2016.

UNIVERSITY OF BELGRADE  
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

Veljko M. Koković

**ULTIMATE STRENGTH OF HOLLOW  
CORE SLABS SUPPORTING  
CONNECTION**

Doctoral Dissertation

Belgrade, 2016.

Mentor: Prof. dr Dejan Bajić, dipl. inž. građ.  
Građevinski fakultet, Univerzitet u Beogradu

Članovi komisije: Prof. dr Snežana Marinković, dipl. inž. građ.  
Građevinski fakultet, Univerzitet u Beogradu

Docent dr Nenad Pecić, dipl. inž. građ.  
Građevinski fakultet, Univerzitet u Beogradu

Prof. dr Đorđe Lađinović, dipl. inž. građ.  
Fakultet tehničkih nauka, Univerzitet u Novom Sadu

Datum odbrane:

## GRANIČNA NOSIVOST OSLONAČKE VEZE OŠUPLJENIH MONTAŽNIH BETONSKIH PLOČA

### **Rezime:**

Industrija prefabrikovanih betonskih elemenata je grana građevinske industrije koja je u stalnom porastu, kako zbog niskih troškova automatizovane proizvodnje, tako i zbog sve značajnije ekološke vrednosti. Takođe, uporedo sa visokim standardima kvaliteta proizvoda i brzine građenja, ova grana građevinske industrije je i grana sa najvećim brojem inovacija u pogledu upotrebljenih savremenih materijala i iskorišćenja nosivosti konstruktivnih elemenata. Jedan od takvih primera je i konstruktivni sistem kontinuiranih ošupljenih montažnih ploča, za koji je predlog proračuna objavljen u specijalnoj *fib*-ovoj publikaciji (FIB Commission 6 Prefabrication 2000). Publikacija sadrži postupak proračuna statičkih uticaja i granične nosivosti poprečnih preseka i pretpostavljenih mehanizama loma koji nisu eksperimentalno potvrđeni. Polazeći od pretpostavke da postojeće teorijske preporuke predstavljaju potencijalno nereprezentativan pogled na naprezanje kontinuirane ošupljene ploče, osmišljen je program eksperimentalnog istraživanja koje se nalazi u osnovi rada.

Sprovedeno eksperimentalno istraživanje se sastoji u ispitivanju do loma deset kompozitnih greda, formiranih od prefabrikovanih prethodno napregnutih ošupljenih ploča i naknadno ugrađenog betona. Statički uticaju u ispitanim prostim gredama odgovaraju statičkim uticajima na delu kontinualnog sistema uz središnje oslonce. Rezultati ispitivanja nedvosmisleno ukazuju da metod proračuna prikazan u publikaciji nije adekvatan i da može prouzrokovati neprihvatljiv odgovor sistema u kome je kontinualizacija izvršena ugrađivanjem armature u topingu. Na osnovu rezultata ispitivanja i zabeleženog odgovora greda, predložene su izmene projektnih kriterijuma.

Uporedo sa istraživanjem granične nosivosti oslonačke veze kontinuiranih ošupljenih ploča, istraživanje je usmereno i na određivanje mehanizma prenošenja transverzalne sile kroz prslinu. Detaljna merenja pomeranja na bočnom licu ispitanih greda ukazuju

da je prenošenje transverzalne sile kroz prslinu osnovni mehanizam, a da su oblik poprečnog preseka kompozitne grede i smičuće prsline na kojoj je zabeležen lom, osnovni uzroci odstupanja izmerene granične nosivosti pri smicanju u odnosu na predikciju propisa.

***Ključne reči:*** ošupljene betonske montažne ploče, kontinuitet nad središnjim osloncima, konstruktivni toping, oslonačka veza, smicanje, eksperimentalno ispitivanje

***Naučna oblast:*** građevinarstvo

***Uža naučna oblast:*** betonske konstrukcije

***UDK broj:*** 624.624.072.2(043.3)

## ULTIMATE STRENGTH OF HOLLOW CORE SLABS SUPPORTING CONNECTION

### ***Abstract:***

Precast concrete industry is a constantly growing branch of the construction industry, due to cost efficiency and ecological value. Also, along with the high quality standards and short construction time, it is the branch of construction industry with the largest number of innovations in terms of new materials and load bearing capacity efficiency of structural elements. An example is the structural system of continuous hollow core slabs, for which the design recommendation is published in a special *fib* publication (FIB Commission 6 Prefabrication 2000). The publication contains analysis and design method which is not experimentally proven. Starting from the assumption that the existing recommendations are potentially unrepresentative, an experimental research program is designed.

An extensive experimental program consisting of load-testing ten large scale beams, composed from prefabricated hollow core slabs and in-situ concrete, has been performed. The test results indicate that the design method presented in the publication is not adequate and may cause unacceptable response of the structural system in which the continuity of hollow core slabs is provided by structural topping reinforcement. Based on the test results, modifications of the design criteria are proposed.

Along with the research on ultimate strength of continuous hollow core slabs supporting connection, research has been focused on the mechanism of shear transfer through the cracked beam. Detailed measurements of displacement in the experimental specimens indicated that aggregate interlock is the primary shear transfer mechanism, and that the cross section characteristics and geometry of the critical shear crack are explanations of the code prediction shear strength underestimation.

**Keywords:** *hollow core slabs, continuity, structural topping, connection detail, shear, experimental investigation*

**Scientific field:** *Civil Engineering*

**Scientific subfield:** *Concrete Structures*

**UDK number:** *624:624.072.2(043.3)*

# SADRŽAJ

1	Uvod .....	1
1.1	Motivacija .....	3
1.2	Predmet, cilj i metodologija istraživanja .....	3
1.3	Struktura teze .....	5
2	Montažne ošupljene prethodno napregnute ploče .....	7
2.1	Proračun ošupljenih tavanica statičkog sistema proste grede .....	10
2.2	Armaturene veze ošupljenih ploča i ostatka konstrukcije .....	15
2.3	Detalji veza .....	17
2.4	Prethodna istraživanja kontinuiranih ošupljenih ploča .....	21
2.4.1	Rosenthal-ovi eksperimenti .....	21
2.4.2	Tan et al. eksperimenti.....	22
2.4.3	"Royal Institute of Technology" eksperimenti .....	25
2.4.4	"Politecnico di Torino" eksperimenti .....	28
2.4.5	<i>fib</i> Bulletin No.6 .....	31
2.4.6	Indirektno oslonjena ošupljena ploča .....	34
2.5	Zaključak .....	36
3	Nosivost na smicanje grede bez uzengija .....	39
3.1	Mehanizam prenošenja opterećenja kroz gredu bez uzengija.....	39
3.2	Mehanizmi prenošenja transverzalne sile u isprskaloj gredi .....	42
3.2.1	Prenošenje napona smicanja kroz pritisnutu zonu betonske grede .....	43
3.2.2	Prenošenje napona smicanja kroz prslinu trenjem .....	44
3.2.3	Efekat moždanika podužne armature .....	45
3.2.4	Zaostali naponi zatezanja na prslini.....	46
3.3	Modeli loma grede bez uzengija .....	46
3.3.1	Empirijski izrazi .....	48



3.3.2	Modeli "češlja" .....	49
3.3.3	Modeli bazirani na širini smičuće prsline.....	52
3.3.4	Modeli bazirani na mehanizmu loma pritisnutog pojasa.....	65
3.3.5	Modeli mehanike loma .....	74
3.4	Ostali uticaji.....	75
3.4.1	Uticaj raspodele opterećenja.....	76
3.4.2	Oblik poprečnog preseka grede .....	76
3.4.3	Nosivost nakon formiranja kritične smičuće prsline .....	77
3.5	Uticaj normalne sile usled prethodnog naprezanja .....	78
3.6	Spoj betona ugrađenih u različito vreme .....	79
3.7	Zaključak .....	84
4	Eksperimentalni program .....	85
4.1	Uvod.....	85
4.2	Opis greda .....	87
4.3	Izrada greda.....	90
4.4	Oprema za ispitivanje .....	90
4.5	Merni instrumenti .....	92
4.5.1	Merenje globalnog pomeranja grede .....	92
4.5.2	Merenje lokalnih pomeranja na površini grede .....	94
4.5.3	Merenje dilatacija .....	95
4.6	Fotogrametrijsko osmatranje .....	96
4.6.1	Korelacija digitalne fotografije.....	96
4.6.2	Priprema eksperimenta .....	97
4.6.3	Obrada rezultata.....	99
4.7	Karakteristike materijala.....	100
4.7.1	Beton.....	100
4.7.2	Armaturni čelik.....	101
4.7.3	Hrapavost gornje površine ošupljenih ploča .....	102
4.7.4	Veza prijanjanja betona ugrađenih u različito vreme .....	104
5	Rezultati eksperimentalnog ispitivanja.....	107
5.1	Grede sa popunjenim šupljinama duž celokupnog smičućeg raspona.....	107
5.1.1	Grede 350-135/135 .....	108
5.1.2	Grede 265-135/135 .....	115
5.2	Grede sa ošupljenom pločom visine 350 mm .....	118
5.2.1	Grede 350-185/80 .....	118
5.2.2	Grede 350D-185/80 .....	122

5.2.3	Greda 350-185/35 .....	126
5.3	Grede sa ošupljenom pločom visine 265 mm .....	129
5.4	Prsline na in-situ betonu unutar šupljine.....	133
6	Analiza rezultata eksperimentalnog ispitivanja.....	136
6.1	Granična nosivost pri smicanju.....	136
6.2	Uticao sekundarnog betona pri indirektnom oslanjanju .....	141
6.2.1	Nosivost "čepova" na smicanje .....	142
6.2.2	Cepanje rebra ošupljene ploče.....	145
6.3	Smicanje na horizontalnom spoju betona ugrađenih u različito vreme .....	148
6.3.1	Uticao tipa loma pri direktnom zatezanju na spoju .....	151
6.3.2	Veza smičuće i zatezne nosivosti spoja.....	152
6.3.3	Naponsko stanje na spoju betona ugrađenih u različito vreme .....	153
6.4	Zaključak .....	155
7	Analiza pomeranja na smičućim prslinama.....	158
7.1	Razvoj kritičnih smičućih prslina .....	160
7.1.1	Primarne i sekundarne prsline usled savijanja.....	161
7.1.2	Smičuće prsline .....	163
7.2	Pomeranje obraza na prslini.....	166
7.3	Formiranje kritičnih smičućih prslina i pomeranje neposredno pred lom .....	167
7.3.1	Prenošenje transverzalne sile lučnim mehanizmom.....	168
7.3.2	Lom propagacijom kritične smičuće prsline .....	170
7.3.3	Vertikalno pomeranje kritične smičuće prsline .....	175
7.4	Prenošenje transverzalne sile trenjem kroz prslinu.....	176
7.4.1	Razvoj i efekat delaminacione prsline.....	179
7.5	Zaključak .....	182
8	Zaključak .....	184
	Literatura .....	187
	Prilog .....	200
P.1	Greda 350-135/135-1 .....	201
P.2	Greda 350-135/135-2 .....	207
P.3	Greda 265-135/65-1 .....	213
P.4	Greda 265-135/65-2 .....	218
P.5	Greda 350-185/80-1 .....	224
P.6	Greda 350-185/80-2 .....	229
P.7	Greda 350D-185/80 .....	234
P.8	Greda 265-135/65-3 .....	240

P.9	Greda 350-185/35 .....	246
P.10	Greda 265-135/135.....	252
Biografija.....		258

# 1 UVOD

Industrija prefabrikovanih betonskih elemenata je grana građevinske industrije koja je u stalnom porastu, tako reći od samog nastanka početkom prethodnog veka. Za razliku od prvobitnog koncepta, koji je obuhvatao potpunu prefabrikaciju objekta, savremena industrija se sve više prilagođava mešovitoj gradnji što podrazumeva sklop konstruktivnih elemenata od različitih materijala, ili prefabrikovanog i betona livenog na licu mesta. Ovakva kretanja su uslovljena kako arhitektonskim i ekonomskim zahtevima, tako i konstruktorskim, jer omogućavaju maksimalno iskorišćenje mehaničkih karakteristika različitih materijala. Dodatno, prefabrikacija se može označiti i kao najsavremenija grana građevinske industrije, odnosno grana sa najvećom primenom savremenih tehnologija i novih materijala, što povećava njenu atraktivnost i vodi ka daljem razvoju. U okviru ovih tendencija, ošupljene ploče imaju zapaženu ulogu, kao verovatno najbolji primer industrijske proizvodnje betonskih konstruktivnih elemenata.

Ošupljene prednapregnute ploče su montažni elementi sa užadima za prednaprezanje smeštenim u donjoj zoni elementa kao jedinom armaturom. Proces proizvodnje obuhvata kontinualno izlivanje krute mešavine betona na stazi za prednaprezanje dužine i do 140 m, iz koje se nakon 20 časova ubrzanog očvršćavanja betona zaparivanjem, isecaju ploče na projektovane dužine. Imajući u vidu proces ugrađivanja suve mešavine betona mašinskom kompresijom (extrusion, slip-forming), ugrađivanje smičuće armature nije moguće.

Uobičajena upotreba montažnih ošupljenih ploča je u okviru montažne spratne konstrukcije, njenim slobodnim oslanjanjem na krajevima. Međutim, za razliku od

većine montažnih elemenata, suva montažna veza ošupljenih ploča sa ostatkom konstrukcije nije moguća. Specifični proces proizvodnje po pravilu podrazumeva isecanje ploča dijamantskim testerama, čime se preseca i podužna armatura, odnosno, veza između pojedinačnih ploča kao i veza sa ostatkom konstrukcije se formira posredno, preko naknadno ugrađenog betona. Nakon montaže je neophodno popuniti profilisane spojnice između ploča kako bi se obezbedilo njihovo sadejstvo i ugraditi armaturu u spojnice u cilju uspostavljanja konstruktivnog integriteta. Takođe, praktična situacija podrazumeva i izlivanje ravnajućeg sloja (eng. screed) ili češće konstruktivnog topinga debljine 6 – 10 cm koji formira krutu horizontalnu ravan. Dodatno, evropske preporuke (FIP Commission on Prefabrication 1988) zahtevaju i ugrađivanje podužne armature u šupljinama ploče u cilju sprečavanja progresivnog rušenja. Imajući u vidu da se praktično svi priručnici za proračun ošupljenih ploča zasnivaju na pretpostavljenom slobodnom oslanjanju, tj. slobodnoj rotaciji krajeva ploče, pravila armiranja veza nad osloncima data u priručnicima imaju za cilj što je moguće manje odstupanje od pretpostavljene statičke šeme. Sa druge strane, neophodnost naknadnih gradilišnih radova (popunjavanje spojnica, izvođenje topinga, prosecanje i popunjavanje kanala) prirodno postavlja pitanje mogućnosti namernog ostvarivanja kontinuiteta čime bi se dodatno redukovali troškovi izgradnje uz dodatne benefite poput smanjenja ugiba i povećanja požarne otpornosti. Takođe, posebno je zanimljiva i mogućnost ukidanja kratkih elemenata indirektnim oslanjanjem prefabrikovanih ploča na monolitne armiranobetonske grede i zidove, gde se smičuća veza ostvaruje trenjem (eng. shear-friction). U ovoj situaciji formiranje kontinuiteta je neophodnost.

Prema preporukama za proračun ovih elemenata, ukoliko ne postoje posebni zahtevi za obezbeđenje kontinuiteta ploče nad osloncima, oblikovanjem veza oslanjanja je potrebno izbeći mogućnost generisanja negativnih momenata savijanja, odnosno potrebno je omogućiti odgovor ploče najbliži statičkom sistemu proste grede. Uobičajeno prisutan stav da svaka sprečena rotacija na krajevima ploče mora biti razmotrena, istovremeno nije ispraćena odgovarajućim uputstvima, osim u slučaju oslanjanja ploče na zid od opeke. Međutim, izvođači se samostalno, verovatno na osnovu internih ispitivanja, oslanjaju na kontinuitet. Pomak u ovom pravcu predstavlja *fib*-ov bilten (FIB Commission 6 Prefabrication 2000) u kome su opisana pravila za dimenzionisanje i konstruisanje veza nad osloncima kontinuiranih ploča. Međutim,

najveći deo preporuke je zasnovan na teorijskom razmatranju naprezanja ploča, odnosno, preporučeni postupak proračuna je dat za teorijski pretpostavljene mehanizme loma veze i kompozitne ploče, praktično bez eksperimentalnog dokaza.

## 1.1 MOTIVACIJA

Poslednjih decenija je došlo do veoma dinamičnog razvoja industrije montažnih ošupljenih ploča, posebno u pogledu novih konstruktivnih sklopova. U prilog ovoj tvrdnji ide i činjenica da su praktično sva naučna ispitivanja, u vidu eksperimenta ili procene ponašanja metodom konačnih elemenata, bila ispitivanja uticaja veza ili bolje rečeno, konstruktivnog sklopa, koji se u privredi već upotrebljava. Drugim rečima, naučna istraživanja nisu vodila ka privrednom razvoju, nego su pokušavala da sustignu privredu. Pri tome je neophodno spomenuti i da je veliki broj eksperimentalnih istraživanja ukazao na greške polaznih pretpostavki i neočekivano veliku zavisnost odgovora ploča u odnosu na granične uslove. U određenim slučajevima, poput izuzetno atraktivnog i rasprostranjenog konstruktivnog sklopa oslanjanja ploča na grede male visine, istraživanja su ukazala na nedostatke postojećih konstrukcija.

U slučaju naknadnog kontinuiranja ploča, postupci kontinualizacije i metode proračuna su varirali od proizvođača do proizvođača, u skladu sa rezultatima sopstvenih eksperimentalnih ispitivanja i iskustvom. Tek 2000. godine je objavljena *fib* publikacija sa predloženim postupkom proračuna. Prema preporuci, presečne sile u kompozitnom kontinualnom sistemu se određuju uzimanjem u proračun faza građenja i vremenski zavisnih uticaja, dok se granična nosivost kontroliše prema formulacijama preuzetim iz propisa. Međutim, usled specifičnosti ovog kompozitnog sistema, direktna primena uobičajenih postupaka proračuna prema propisima nije moguća, tako da se većina razmatranih mehanizama loma zasniva na pretpostavkama, bez eksperimentalne potvrde. Rezultati nekoliko probnih ispitivanja niti dokazuju, niti opvrgavaju predložen postupak proračuna, jer pretpostavljeni mehanizmi loma nisu zabeleženi.

## 1.2 PREDMET, CILJ I METODOLOGIJA ISTRAŽIVANJA

U ovoj tezi će biti prikazani rezultati obimnog eksperimentalnog programa koji se sastoji u opterećenju do loma 10 kompozitnih greda. Eksperimentalni uzorci su

dimenzionisani na način da pruže sveobuhvatnu sliku naprezanja konstruktivnog sistema kontinualizovanih prefabrikovanih ošupljenih ploča, kroz proučavanje efekta geometrije naknadno ugrađenog betona, uloge spoja betona ugrađenih u različito vreme i načina oslanjanja prefabrikovanog elementa, odnosno, njihovog uticaja na graničnu nosivost kontinualnog sistema.

Premet istraživanja je efikasnost i izvodljivost kontinuiteta prethodno napregnutih ošupljenih montažnih ploča na međuosloncima, ugrađivanjem armature u naknadno izlivenom topingu, odnosno, istraživanje naprezanja kompozitne kontinualne grede sačinjene od prethodno napregnutih ošupljenih montažnih ploča i naknadno ugrađenog betona. Eksperimentalni deo istraživanja obuhvata ispitivanje dela kontinualne grede napregnutog negativnim momentima savijanja. Specifično, u radu se istražuje i pokušava kvantifikovati sledeće:

- Naprezanja na horizontalnom i vertikalnom spoju betona ugrađenih u različito vreme;
- Efekat konstruktivnog topinga i popunjavanja podužnih šupljina na graničnu nosivost kompozitne grede pri direktnom ili indirektnom oslanjanju prefabrikovanih elemenata.

Predviđeno istraživanje polazi od pretpostavke da postojeće teorijske preporuke predstavljaju potencijalno nereprezentativan pogled na naprezanje kontinuirane ošupljene ploče. Planirano istraživanje koje će biti sprovedeno u okviru ovog rada bi trebalo da pruži uvid u naprezanje kompozitnog konstruktivnog sistema kontinuiranih ošupljenih montažnih ploča. Uporedo sa istraživanjem granične nosivosti oslonačke veze, istraživanje je usmereno i na graničnu nosivost na smicanje kompozitne grede na delu napregnutom negativnim momentima savijanja, jer retka eksperimentalna istraživanja ukazuju na konzervativnost propisa. Cilj rada je u:

- Oceniti modela proračuna u *fib*-ovoj publikaciji;
- Određivanju konstitutivnog modela koji bi opisao naprezanja u kompozitnoj gredi u zavisnosti od načina na koji je uspostavljena veza prefabrikovanog i naknadno izlivenog betona (samo toping i toping sa popunjenim kanalima), kao i

u zavisnosti od načina oslanjanja prefabrikovanog elementa (direktno i indirektno oslanjanje);

- Određivanju mehanizma prenošenja transverzalne sile kroz isprskalu kompozitnu gredu.

Metodologija istraživanja u predmetnom radu obuhvata:

- sistematizaciju postojećih znanja koja se odnose na odgovor kontinualnih veza montažnih ošupljenih ploča;
- eksperimentalno ispitivanje nosivosti veze kontinualizovanih montažnih ošupljenih ploča, odnosno, kompozitne grede pod kratkotrajnim opterećenjem uzimajući efekte:
  - konstruktivnog topinga
  - popunjavanja kanala
  - indirektnog oslanjanja
- sistematizacija, obrada podataka i kritička analiza rezultata;
- poređenja eksperimentalno dobijenih rezultata sa projektnim kriterijumima u literaturi.

Očekuje se da će rezultati istraživanja doprineti sagledavanju realnih naprezanja i postavljanju racionalnog postupka proračuna ošupljenih prednapregnutih ploča pri konstruisanju kontinualnih armaturnih veza na međuosloncima.

### **1.3 STRUKTURA TEZE**

Doktorska disertacija sadrži sedam poglavlja i prilog sa rezultatima merenja. U prvom poglavlju je objašnjena motivacija, definisani su predmet i ciljevi istraživanja, a prikazana je i struktura teze. Drugo poglavlje daje kratak opis karakteristika i postupka proračuna montažnih ošupljenih prethodno napregnutih ploča statičkog sistema proste grede. Dat je osvrt na armaturne veze montažnih elemenata i zahteve pravilnika koje je



potrebno ispuniti u cilju održanja konstruktivnog integriteta i funkcije koju ploče kao sastavni deo objekta obavljaju. U poslednjem delu poglavlja je dat opis svih postojećih eksperimentalnih ispitivanja naknadno kontinuiranih ošupljenih ploča. Treće poglavlje daje pregled modela i postupaka proračuna granične nosivosti na smicanje greda bez uzengija, kao i postupak proračuna napreznja na spoju betona ugrađenih u različito vreme.

U četvrtom poglavlju je prikazan eksperimentalni program, objašnjen je izbor ispitivanih parametara i data je dispozicija mernih instrumenata. Objašnjena je metodologija naknadne obrade podataka i prikazani su rezultati ispitivanja upotrebljenih materijala.

Peto i šesto poglavlje su centralna poglavlja u kojima su prikazani rezultati sopstvenog eksperimentalnog istraživanja i prateća analiza rezultata. Prikazano je poređenje sa predikcijom postojećih modela proračuna, uz diskusiju zabeleženog odgovora greda. Na osnovu rezultata ispitivanja su dati i predlozi izmene postojećih modela proračuna.

U sedmom poglavlju je prikazana analiza pomeranja na zabeleženim prslinama, objašnjen je njihov proces formiranja i uticaj na zabeleženu graničnu nosivost na smicanje. Nakon sumiranih najbitnijih zaključaka u sedmom poglavlju, sledi spisak korišćene literature i prilog u kome su detaljno prikazani svi rezultati eksperimentalnog ispitivanja.

## **2 MONTAŽNE OŠUPLJENE PRETHODNO NAPREGNUTE PLOČE**

Ošupljene ploče su montažni, prethodno napregnuti elementi sa kontinualnim podužnim šupljinama, koje se formiraju u cilju smanjenja sopstvene težine. Osnovna karakteristika ošupljenih tavanica je odsustvo bilo kakve armature izuzev athezionih kablova za prednaprezanje. Efikasan, olakšan presek, zajedno sa prednaprezanjem, rezultuje visokim stepenom iskorišćenja materijala. Montaža na gradilištu se obavlja sa minimalnom opremom i radnom snagom, bez podupiranja, nakon čega su ploče dostupne za upotrebu kao radne platforme, omogućavajući nastavak građenja. Velika fleksibilnost pri upotrebi ošupljenih tavanica se ogleda i u mogućnosti formiranja konstruktivnog sklopa sa većinom građevinskih materijala, uključujući opeku, montažne ili monolitne zidove i grede, kao i čelične grede. Takođe, ošupljene ploče se upotrebljavaju i kao fasadni paneli, ivične grede ili mostovske ploče.

U današnje vreme, prefabrikovane ploče u okviru spratne konstrukcije komercijalnih i stambenih objekata zauzimaju oko 50% tržišta u razvijenim ekonomijama, pri čemu je udeo ošupljenih ploča u stalnom porastu. Ovoliko veliki učinak je posledica i ekonomske i konstruktorske prednosti u odnosu na tradicionalnu konstrukciju, poput drvene ili monolitne betonske ploče. Sa jedne strane, omogućena je proizvodnja elemenata visoke čvrstoće i trajnosti izvan gradilišta, uz visok stepen kontrole proizvodnje, što je sa druge strane praćeno brзом i jednostavnom montažom ploča velikih raspona na gradilištu. Dodatno, pored ekonomskog faktora i brzine građenja, tržište ošupljenih ploča je u stalnom porastu zahvaljujući i arhitektonskoj atraktivnosti,

koja se ogleda u postizanju raspona i do 20m, kao i oslanjanjem na čelične grede visine jednako visini međuspratne konstrukcije.

Osnovna ekonomska prednost ošupljenih ploča nad tradicionalnom spratnom konstrukcijom je visoka produkcija elemenata u kratkom vremenu, sa minimumom rada. Dodatna efikasnost se postiže i jednakošću krajnih proizvoda, tako da je ploče sa jedne proizvodne linije moguće ugraditi na različitim objektima. Osnovne prednosti montažnih ošupljenih ploča je moguće opisati u sledećem:

- Automatizovana mašinska proizvodnja – proizvodnja se obavlja u fabrikama, sa malom količinom radne snage, uz ubrzano očvršćavanje betona zaparivanjem, čime je omogućen jednodnevni ciklus proizvodnje;
- Visoka kontrola kvaliteta – proizvodnjom sofisticiranim mašinama se dobijaju strukturno i geometrijski jednaki proizvodi, tako da je kvalitet proizvodnje sveden na vizuelnu kontrolu;
- Ušteda materijala – konstrukcija male debljine, sa odnosom raspona i visine poprečnog preseka  $L/h = 1/50$  za krovne ploče, odnosno  $d/h = 1/45$  za međuspratnu konstrukciju, uz dodatno olakšanje formiranjem podužnih šupljina, ušteda iznosi i do 50% materijala u odnosu na monolitnu ploču;
- Brzina montaže – vreme ugrađivanja jedne ošupljene ploče iznosi 10÷15 minuta, što odgovara površini osnove od oko 2000 m<sup>2</sup> nedeljno. S obzirom na visoku produktivnost u fabrici, osnovni organizacioni problem predstavlja mogućnost transporta da gradilišta;
- Jednostavnost montaže – s obzirom da se ploče uobičajeno oslanjaju direktno ili preko linijskih kratkih elemenata, podupiranje tokom montaže nije potrebno, a nakon postavljanja u projektovani položaj ih je moguće koristiti kao radnu platformu;
- Trajnost – visokokvalitetna fabrička proizvodnja uz prednaprezanje omogućava njihovu upotrebu i u visoko agresivnim sredinama;

- Ekološka "vrednost" – jednostavna demontaža elemenata uz mogućnost njihove eventualne ponovne upotrebe ili ekonomične reciklaže s obzirom na odsustvo neželjenih materijala. U razvijenim svetskom ekonomijama oko 20% krupnozrnog agregata koji se koristi u prefabrikovanoj industriji potiče od reciklaže;

Međutim, ploče imaju i svoje nedostatke koji se ogledaju u sledećem:

- Izdizanje ploča – s obzirom da su ploče prethodno napregnuti elementi, ekscentrično dejstvo normalne sile pritiska usled prednapreznjanja dovodi do izdizanja ploče u sredini raspona. Sa jedne strane izdizanje je dobrodošlo jer umanjuje ugib usled dejstva dodatnog stalnog i korisnog opterećenja, dok sa druge strane nameće neophodnost izvođenja sloja za izravnanje promenljive debljine, koji može biti nekonstruktivan i konstruktivan (toping). Takođe, nije neuobičajena ni situacija da se izdizanje susednih ploča međuspratne konstrukcije razlikuje i po nekoliko centimetara nakon montaže, čak i kad su proizvedene isecanjem iz iste proizvodne trake.
- Vibracije – s obzirom na olakšan poprečni presek ploče, statičkog sistema proste grede, bez prslina u eksploataciji i veliki odnos raspona i visine poprečnog preseka, za razliku od uobičajenih betonskih konstrukcija, ošupljene ploče imaju visoku vrednost perioda oscilovanja i malo prigušenje. Samim tim, konstrukciju je neophodno projektovati na način da se frekvenca oscilovanja konstrukcije razlikuje dovoljno od frekvence oscilovanja opterećenja u cilju izbegavanja rezonance, odnosno, kriterijum upotrebljivosti onemogućava iskorišćenje nosivosti ošupljenih ploča. Moguća rešenja ovog problema su u povećanju krutosti izlivanjem konstruktivnog topinga ili u sprečavanju slobodne rotacije na krajevima ploča.
- Naknadni radovi – nakon postavljanja ploča u projektovani položaj, veze između susednih ploča i veze između ploča i ostatka konstrukcije se ostvaruju naknadnim izlivanjem betona. S obzirom da proces proizvodnje po pravilu podrazumeva isecanje pojedinačnih ploča na projektovanu dužinu iz kontinualne monolitne ploče jednake dužini staze za prednapreznjanje, gotov proizvod ne

sadrži armaturu za osvarivanje konstruktivnog integriteta sa ostatkom konstrukcije. Veza sa ostatkom konstrukcije se ostvaruje indirektno, preko armature ugrađene u naknadno izlivenom betonu u spojnica ili podužnim šupljinama.

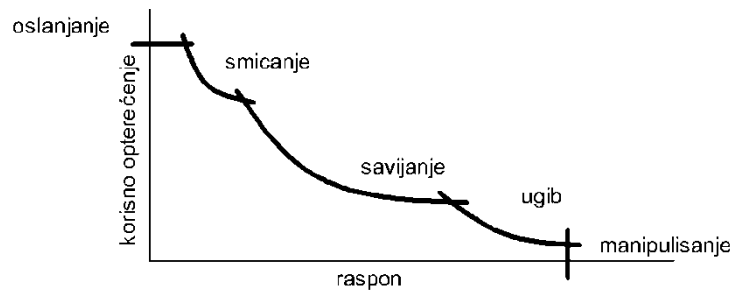
- Formiranje krute horizontalne ravni – iako je nosivost krute horizontalne ravni moguće obezbediti armaturom ugrađenom u spojnica i šupljinama, u slučaju da se objekat nalazi u seizmički aktivnom području pribegava se izlivanju konstruktivnog topinga u koji se ugrađuje potrebna armatura. Čak i ovim slučajevima je uobičajen proračun ploča statičkog sistema proste grede, iako kontinuitet nad osloncima nije moguće izbeći.

## **2.1 PRORAČUN OŠUPLJENIH TAVANICA STATIČKOG SISTEMA PROSTE GREDE**

Proračun ošupljenih tavanica bi trebalo da bude u skladu sa nacionalnim propisima, ali zbog specifičnosti proizvoda, odnosno čestih situacija koje nisu pokrivene propisima, proizvođači samostalno ili u okviru udruženja izdaju preporuke za proračun (FIP Commission on Prefabrication 1988; Buettner & Becker 1985). U prilog specifičnosti govori i podatak da u Evropi na primer postoji i pravilnik koji se odnosi samo na ove montažne elemente (prEN 1168 2005). Potrebno je napomenuti i da je osnovna premisa praktično svih preporuka i pravilnika da su ošupljene ploče gredni elementi statičkog sistema proste grede.

Odgovor prethodno napregnutih ošupljenih tavanica se uopšteno ne razlikuje od odgovora prednapregnutih greda sa prethodnim zatezanjem užadi. Osnovna specifičnost ovih montažnih elemenata proističe iz proizvodnog procesa: kompleksne geometrije sa rebrima izuzetno male širine i činjenice da su prethodno zategnuta užad jedina ugrađena armatura. Uobičajeno, proces projektovanja se sastoji iz katalošskog odabira ploče koja zadovoljava projektne uslove. Proizvođači uglavnom u proizvodnji imaju nekoliko tipova ploča različitih debljina, pri čemu je svaku od njih moguće armirati na tačno određene načine, variranjem broja užadi. Kako bi se dobila paleta proizvoda različitih performansi sa što je moguće manjom izmenom procesa proizvodnje, povećanje nosivosti se svodi na povećanje ukupne sile prednaprezanja, koje se postiže isključivo

povećanjem broja užadi. Pri tome se užad uvek prethodno zatežu istom silom na stazi ( $\sim 0.7 f_{py}$ ). Na ovaj način je za svaki tip tavanice pri njenom slobodnom oslanjanju moguće konstruisati dijagram nosivosti (Slika 2-1). Potrebno je napomenuti i da su kataloški dijagrami određeni za jednakorasodeljeno opterećenje, a da je u slučaju postojanja koncentrisanog ili linijskog opterećenja velikog intenziteta potrebno sprovesti tačniji proračun.

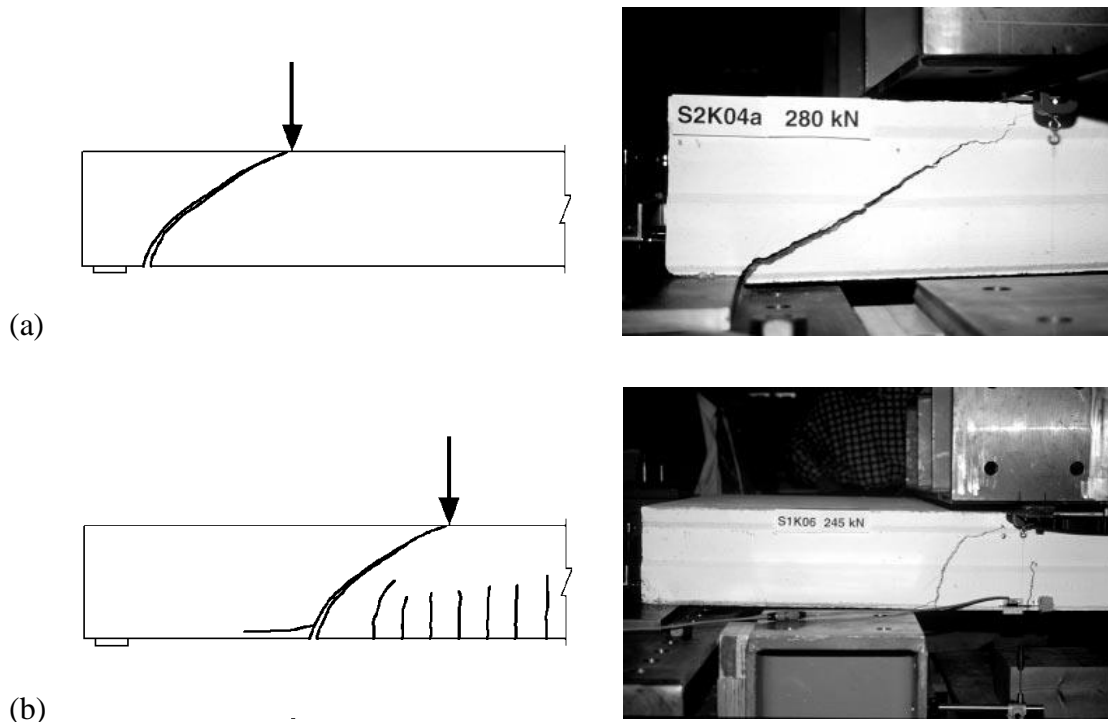


Slika 2-1: Šematski prikaz nosivosti ošupljenih tavanica u zavisnosti od raspona

Proračun na savijanje obuhvata kontrolu naponskog stanja elementa u trenutku unošenja sile prethodnog naprezanja, tokom eksploatacije, kao i određivanje granične nosivosti. Zanimljivo je spomenuti i da naponi zatezanja usled savijanja najčešće nisu ograničeni propisima, niti je zabranjena pojava prslina pri eksploatacionom opterećenju, ali da proizvođači ošupljenih ploča najčešće postavljaju ovakav uslov. Potrebno je napomenuti i da je neophodno izbeći mogućnost pojave prslina usled savijanja u zoni sidrenja prethodno zategnutih užadi pri dejstvu graničnog opterećenja, kako ne bi došlo do proklizavanja užadi. Uzimajući u obzir dužinu unošenja sile prethodnog naprezanja ( $\sim 50\emptyset$ ) i dužinu prenošenja dodatnog napona u užetu koji je posledica otvaranja prslina ( $\sim 20\emptyset$ ), za uže prečnika 12.5 mm, dužina na kojoj ne sme nastati prslina u donjoj zoni ploče iznosi 90 cm. Dodavanjem konstruktivnog topinga, granična nosivost na savijanje se povećava, ali zbog dodatne težine topinga ukupan efekat na povećanje nosivosti je zanemarljiv, odnosno, vrednost projektnog korisnog opterećenja ploče sa topingom je neznatno veća od ploče bez topinga.

Kontrola nosivosti na smicanje se sastoji od kontrole napona zatezanja u rebro ploče (eng. shear tension, web shear cracking) i kombinovanog dejstva savijanja i smicanja (eng. flexure shear, shear compression), Slika 2-2. U slučaju prvog mehanizma, do loma dolazi istovremeno sa nastankom prslina u delu preseka sa najvećim glavnim naponima

zatezanja, odnosno u rebru ošupljene ploče, a proračun se zasniva na teoriji elastičnosti. Međutim, ovaj teorijski i inženjerski jednostavan proračun nije u potpunosti na strani sigurnosti prema rezultatima eksperimentalnih ispitivanja (FIP Technical Report 1982; Pajari 2005; Hawkins & Ghosh 2006; Pajari 2009). Zbog ove činjenice je nosivost pri cepanju rebra bila tema mnogobrojnih naučnih istraživanja, na osnovu kojih su predloženi brojni empirijski i teorijski izrazi (Walraven & Mercx 1983; Pisanty 1992; Yang 1994; Bertagnoli & Mancini 2009; Palmer & Schultz 2010; Brunesi et al. 2015). Međutim, neophodno je napomenuti da je lom cepanjem rebra merodavan projektni kriterijum jedino u slučaju vrlo kratkih i izuzetno opterećenih ošupljenih ploča, što je izuzetno retka situacija u praksi. Sa druge strane, pri kombinovanom dejstvu savijanja i smicanja proračun je u potpunosti prema propisima.

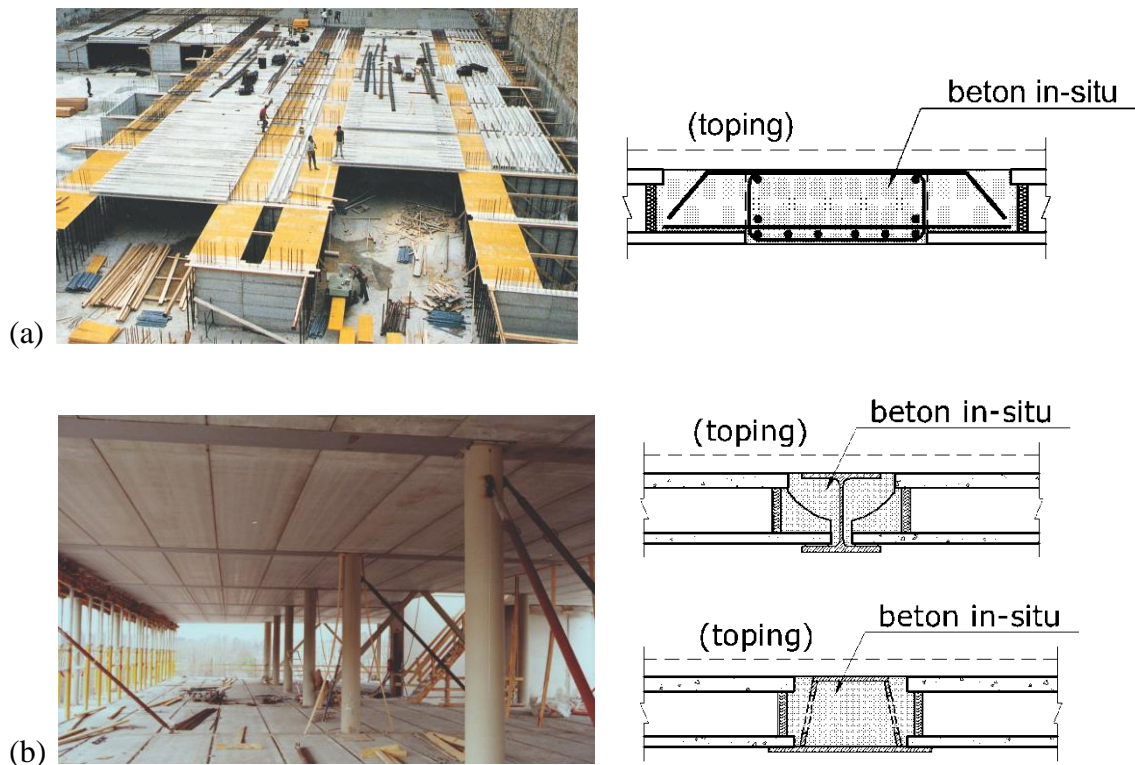


*Slika 2-2: Lom ploče cepanjem rebra (a), i smičući lom savijanjem (b)*

Dodavanje konstruktivnog topinga, kapacitet nosivost na smicanje se uvećava za oba mehanizma loma. Pri proračunu je potrebno uzeti u razmatranje i faze građenja, kao i ograničiti vrednost horizontalnih napona smicanja na spoju betona ugrađenih u različito vreme. Zanimljivo je spomenuti da je eksperimentalno određena nosivost ploča sa topingom po pravilu veća od očekivane, odnosno da je razlika u kapacitetu nosivosti ploče sa i bez topinga veća nego što propisi predviđaju (Scott 1973; Ueda &

Stitmannathum 1991; Girhammar & Pajari 2008). Do danas nije ponuđeno objašnjenje ovog fenomena.

Ugib usled eksploatacionog opterećenja je potrebno ograničiti prema odgovarajućim propisima (prEN 1992-1-1 2004; ACI Committee 318 2005), tako da se vrednost najvećih dopuštenih ugiba kreće se u opsegu  $1/200 \div 1/500$ . Pozitivna strana prethodnog naprezanja je izdizanje ploče usled dejstva prednapregnute armature i sopstvene težine, što u velikoj meri poništava ugib usled dejstva dodatnog stalnog opterećenja. Međutim, imajući u vidu specifičan proces proizvodnje ugrađivanja suve mešavine betona i ubranog očvršćavanja zaparivanjem, propisane vrednosti koeficijenta skupljanja i tečenja nisu u potpunosti primenljive i rezultate proračuna je potrebno prihvatiti samo kao procenu. Vremenski zavisne deformacije je potrebno odrediti u skladu sa prethodnim iskustvom, koje varira od proizvođača do proizvođača. Tako na primer, preporuke (Buettner & Becker 1985) predlažu približan postupak proračuna prema merenjima Martina (Martin 1977).



Slika 2-3: Slim floor konstrukcija sa betonskim gredama livenim na licu mesta (a) i čeličnim gredama (b)



Istorijski, prvobitna namena montažnih ošupljenih ploča je bila formiranje spratne konstrukcije u objektima male spratnosti, oslanjanjem na zidove od opeke, dok je kasnija, masovnija upotreba ploča u sklopu montažnih konstrukcija, dovela do razvoja kako tehnologije proizvodnje, tako i metoda proračuna. Potrebno je još jedan put spomenuti da se praktično sve postojeće preporuke zasnivaju na pretpostavci da su to nezavisni elementi, slobodno oslonjeni na krajevima. Drugim rečima, neizostavno sprezanje montažnih ploča sa oslonjačkim gredama koje dovodi do dodatnih naprezanja se zanemaruje. Poslednjih godina, arhitektonski i komercijalni zahtevi za međuspratnom konstrukcijom male visine (eng. *slim floor*), po mogućstvu jednakoj visini ploče, doveli su do upotrebe širokih armirano betonskih greda livenih na licu mesta (Slika 2-3 (a)), kao i zavarenih čeličnih greda (Slika 2-3 (b)). Posebno je zanimljiva spratna konstrukcija dobijena oslanjanjem ošupljenih ploča na donju nožicu I ili  $\Delta$  preseka. Po uzoru na betonsku gredu sa linijskim kratkim elementima na donjoj ivici preseka, sprezanje je zanemarivano, a konstruktivni elementi nekozervativno računati kao izdvojeni. Tek kasnija ispitivanja ovog konstruktivnog sklopa (Pajari & Koukkari 1998; Pajari 1998; Leskalä 2001; Broo et al. 2007; Hegger et al. 2009; Hegger et al. 2010) su ukazala na izuzetno nepovoljan uticaj sprezanja elemenata, tj. na veliku redukciju nosivosti na smicanje ošupljenih ploča usled deformabilnosti oslonca. Fib publikacija (FIB Commission 6 Prefabrication 2000) apostrofira neke od ovih problema.

Što se tiče kontinuiteta ploča iznad središnjih oslonaca, u preporukama su uglavnom data pravila konstruisanja kako bi se kontinuitet izbegao, ili u slučaju zidane konstrukcije, postupak proračuna koji ima za cilj dokaz da ne dolazi do nastanka prsline u gornjoj zoni ploče, čime se kontinuitet može zanemariti. Stvarni kontinuitet je više spomenut kao mogućnost, uz postavljanje pitanja ekonomske opravdanosti (Buettner & Becker 1985) ili naznaku da je nosivost na smicanje pri dejstvu negativnih momenata savijanja manja u odnosu na nosivost ošupljene ploče statičkog sistema proste grede (FIP Commission on Prefabrication 1988). Tek 2000. godine su objavljene preporuke za proračun kontinualiziranih ploča (FIB Commission 6 Prefabrication 2000), o čemu će biti nešto više rečeno kasnije u tekstu.

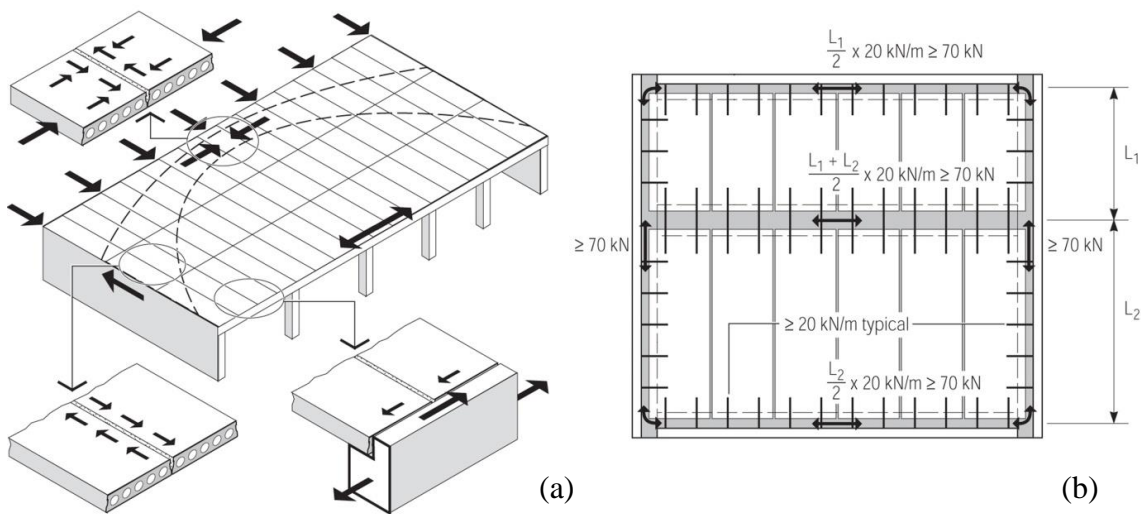
## 2.2 ARMATURNE VEZE OŠUPLJENIH PLOČA I OSTATKA KONSTRUKCIJE

Pored ispunjenja osnovnog zahteva koji se odnosi na prenošenje gravitacionog opterećenja, ošupljene ploče kao deo međuspratne konstrukcije imaju ključnu ulogu i pri formiranju horizontalne krute ravni, sa zahtevom da povežu i obezbede zajednički odgovor vertikalnih elemenata konstrukcije pri dejstvu horizontalnih opterećenja. Projektovanje horizontalne dijafragme sačinjene od montažnih ošupljenih ploča se sastoji iz konstruisanja veza dijafragme sa elementima koji na nju prenose uticaje, usklađivanja nosivosti i duktilnosti kako bi se uticaji preneli do nosećih vertikalnih konstruktivnih elemenata, kao i konstruisanja veza sa njima. U zavisnosti od projektnih zahteva, krutu horizontalnu ravan je moguće formirati na dva načina:

1. bez topinga – kruta ravan se formira samo od montažnih elemenata. U ovom slučaju, uticaje usled horizontalnih dejstava je potrebno prihvatiti ošupljenim pločama i njihovim međusobnim vezama. U pravcu upravnom na pravac pružanja montažnih ploča, njihova jedina međusobna veza se sastoji od nearmiranih, podužnih spojnica, dok se veza u podužnom pravcu formira ugrađivanjem armature u spojnicama ili šupljinama. Ovaj tip konstrukcije prema većini propisa nije dozvoljen u područjima sa visokim intenzitetom zemljotresa, oko čega se još uvek vodi velika polemika u naučnim krugovima.
2. sa konstruktivnim topingom – međuspratna konstrukcija je sačinjena od montažnih ploča i topinga, pri čemu se toping sračunava da samostalno prihvati sva horizontalna dejstva, a montažni elementi samo na gravitaciono opterećenje. Ovaj tip konstrukcije dijafragme se uobičajeno upotrebljava u područjima sa visokom seizmičnošću i pored činjenice da je doprinos montažnih elemenata u potpunosti zanemaren. Osmatranjem oštećenja konstrukcija nakon zemljotresa visokog intenziteta je jasno da ovakvo pojednostavljenje pri proračunu nije na strani sigurnosti.

Uobičajeni proračun presečnih sila u dijafragmi se vrši na modelu grede, luka sa zategom ili u slučaju kompleksne geometrije na modelu rešetke, pri čemu se ivični elementi dijafragme dimenzionišu kao pojasevi koji prihvataju zatezanje, a ošupljene

ploče kao rebro grede sa ulogom u prenošenju sile smicanja (Slika 2-4). U slučaju dijafragme bez topinga, podužni i poprečni naponi smicanja se prenose kroz monolitizovane spojnice između pojedinačnih ploča i između ploče i oslonjačke konstrukcije smičućom vezom trenjem (eng. shear friction). Zategnuta armatura ugrađena u podužne spojnice ili šupljine samih ploča, postavljena upravno na pravac pružanja potencijalne prsline, omogućava ovaj mehanizam. Minimalni kapacitet nosivosti zategnute armature je propisan (prEN 1992-1-1 2004; ACI Committee 318 2005) kako bi se obezbedio konstruktivni integritet, (Slika 2-4).



Slika 2-4: Naprezanje na spojevima ošupljenih ploča (a) i minimalno zahtevana nosivost na zatezanje (b)

Dodatno, evropske preporuke (FIP Commission on Prefabrication 1988) se zalažu za strožija pravila u konstruisanju zategnute armature u cilju sprečavanja progresivog rušenja – upotreba duktilne armature, sa dužinom sidrenja koja omogućava dostizanje napona kidanja u armaturi. Takođe, usled velike verovatnoće otvaranja prsline na spojnici, u preporukama je izražena sumnja da će se armatura ugrađena u spojnica ponašati u skladu sa namenom. Kao rešenje se preporučuje sidrenje armature u podužnim šupljinama ploče. Grubo rečeno, ispunjenje ovih pravila podrazumeva prosecanje po dva kanala na krajevima ploče u dužini od 80 – 120 cm, koji se nakon montaže popunjavaju betonom livenim na licu mesta. Na osnovu prezentacija evropskih proizvođača ošupljenih ploča, da se zaključiti da su preporuke opšte prihvaćene. Potrebno je istaći i da su pravila za oblikovanje određena u skladu sa principom slobodnog oslanjanja ploče na krajevima.

Drugi pristup formiranja krute horizontalne ravni podrazumeva izlivanje konstruktivnog topinga, u kome se uobičajeno ugrađuje sva potrebna armatura. Ovaj princip je opšte prihvaćen u seizmički aktivnim područjima, a zanimljivo je primetiti da bez obzira što se evropske preporuke ograničavaju od seizmičkog projektovanja, konstruktivni toping nije tema koju razmatraju. Uopšteno, pri proračunu krute ravni formirane od montažnih ploča i konstruktivnog topinga se pretpostavlja da toping minimalne debljine 65-70 mm zadovoljava zahteve krutosti i da ga je moguće sračunati kao samostalnu krutu ravan. Međutim, oštećenja nakon zemljotresa su pokazala da se upotrebom topinga ne postiže očekivano monolitno ponašanje kao u slučaju livene međuspratne konstrukcije (Iverson & Hawkins 1994; Wood et al. 2000; Nakaki 2000; Ghosh & Cleland 2002; Farrow & Fleischman 2003; Fleischman et al. 2008), tako da je smičuću armaturu dijafragme sa topingom potrebno sračunati na isti način kao kod konstrukcije bez topinga.

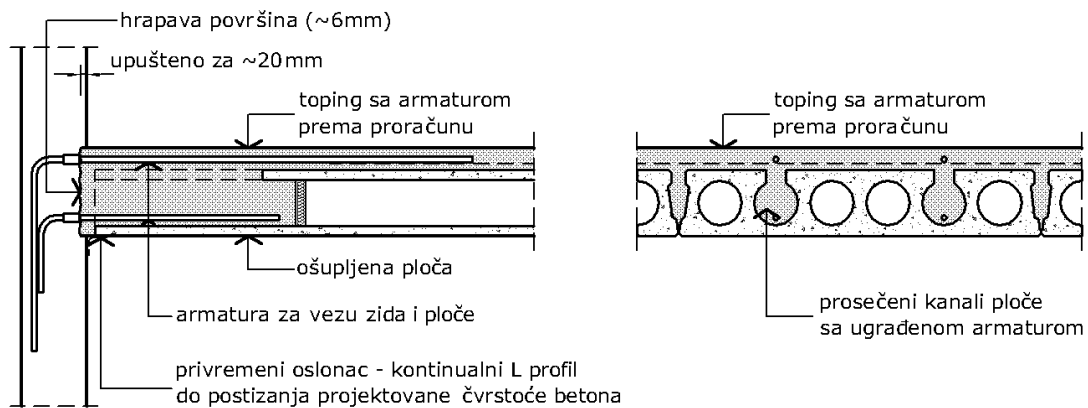
Takođe, na vrlo loš odgovor uobičajenog konstruktivnog sklopa montažne ploče, topinga i ramovske oslonjačke konstrukcije je ukazano brojnim istraživanjima sprovedenim na Canterbury univerzitetu na Novom Zelandu (Mejia-McMaster & Park 1994; Park 2002; Matthews 2004; Liew 2004; Fenwick et al. 2004; Lindsay et al. 2004; MacPherson et al. 2005; Jensen 2007), sa akcentom na mogućnošću ploče da zadrži nosivost gravitacionog opterećenja tokom zemljotresa – usled nekompatibilnosti deformacija ploča i konstrukcije i izduženja greda u zoni plastičnog čvora dolazi do torizonog opterećenja i gubitka oslonca ošupljene ploče. Sprovedena istraživanja su dovela do izmene propisa (NZS 3101 2006), sa zahtevom da se veza na osloncima ploče sa topingom dodatno osigura ugrađivanjem armature u šupljinama. Postupak ocene stanja i procene ponašanja, mogući mehanizmi loma i predlozi ojačanja postojećih konstrukcija se mogu naći u (Members of the PCFOG 2009).

## **2.3 DETALJI VEZA**

Da bi se ostvarilo projektovano ponašanje montažnih elemenata, neophodno je pravilno konstruisati veze, tj. omogućiti prihvatanje i prenošenje uticaja. Osnovni cilj projektovanja veza je ispunjenje zahteva u skladu sa željenom funkcijom i ponašanjem montažnih elemenata kao dela konstrukcije u toku upotrebe, sa zahtevanom sigurnošću

na lom. Pri tome je neophodno razmotriti često suprotstavljene zahteve u pogledu proizvodnje, montaže i nosivosti.

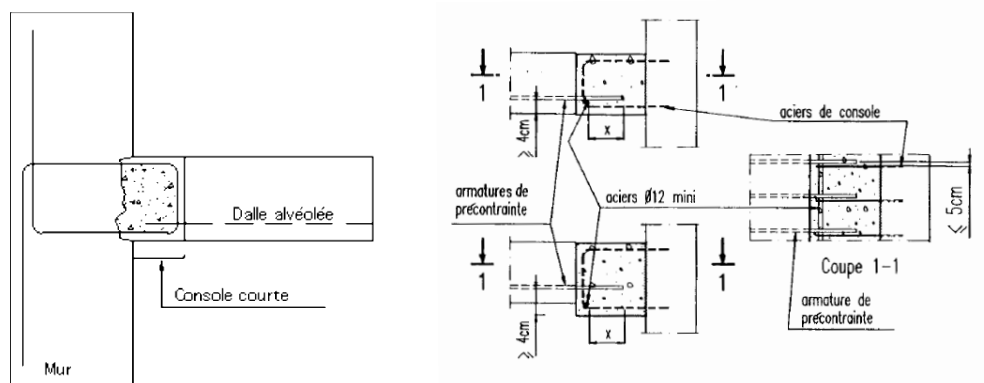
Dužinu oslanjanja ploča bi trebalo odrediti prema propisima u zavisnosti od kontaktnih napona, materijala na koji se oslanja i zahtevane tolerancije pri montaži, što uobičajeno iznosi 70 -100 mm. Za razliku od prvobitnog oslanjanja preko svežeg maltera, danas je uobičajeno oslanjanje preko plastičnih, neoprenskih traka koje onemogućavaju unošenje zatezanja u donjoj zoni ploče usled sprečenosti pomeranja.



Slika 2-5: Indirektno oslanjanje ploča na AB zid izveden kliznom oplatom

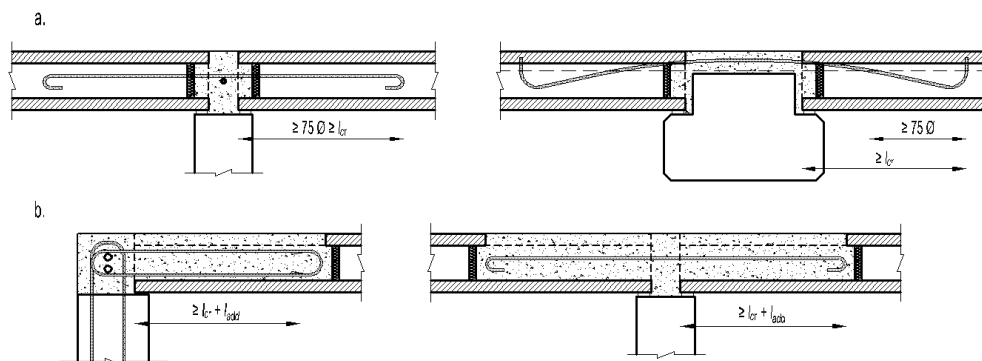
Uobičajeni detalj indirektnog oslanjanja ploča na grede livene na licu mesta, betonske zidove izvedene kliznom oplatom ili u slučaju nedovoljne dužine oslanjanja usled grešaka pri montaži je prikazan na slici (Slika 2-5). Karakteristično za ovaj detalj je da prenosi i momente savijanja i transverzalne sile, odnosno, smičuća veza ploče sa oslonjačkom konstrukcijom je ostvarena trenjem. Zanimljivo je da ovaj široko raširen detalj nije prikazan niti u jednoj publikovanoj preporuci. Pretpostavka je da se i u ovoj situaciji ploče računaju kao slobodno oslonjeni elementi, a da se gornja, naknadno ugrađena armatura, dimenzioniše prema zahtevu smičuće nosivosti. Potrebno je još napomenuti da rezultati ispitivanja (Herlihy 1999; Liew 2004) ukazuju na zadovoljavajući odgovor veze pri cikličnom opterećenju, ali da ista nije preporučena u propisima (NZS 3101 2006). Slična, indirektna veza oslanjanja, predmet je istraživanja (Levi & Debernardi 1986; Bosco & Debernardi 1990), ali za razliku od ovog tako reći slobodnog oslanjanja, količina gornje armature je određena iz uslova prihvatanja negativnih momenata savijanja.

Zanimljiv je i detalj indirektnog oslanjanja ploča (Slika 2-6), koji se nalazi u francuskim preporukama (Cahiers du CSTB 1996). Detalj oslanjanja je karakterističan za specifičan proces proizvodnje, u kome se ploče ne seku testerama, nego se nakon ugrađivanja beton uklanja na dužini od oko 20 cm. Nakon očvršćavanja betona, užad se seku, odnosno ploče prednaprežu. Potrebno je napomenuti i da je upotreba ovog specifičnog detalja ograničena na vertikalno krute oslonce i situacije u kojima neće doći do pojave prslina, a u publikaciji je dodatno navedeno da je na projektantu da razmotri upotrebljivost detalja u zavisnosti od zahteva.

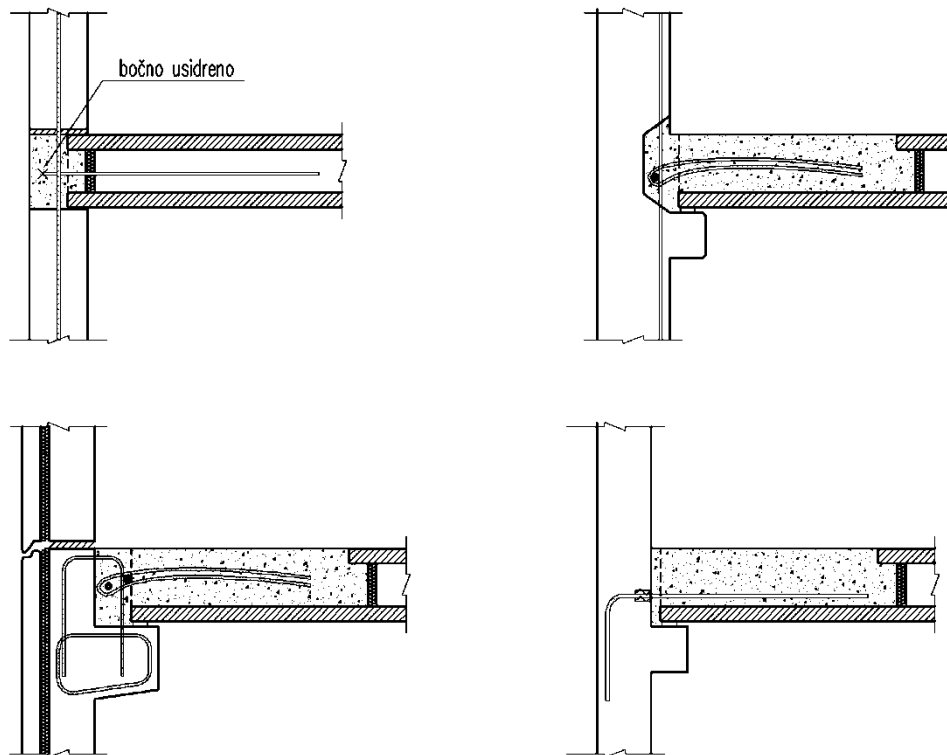


Slika 2-6: Indirektno oslanjanje ploča sa ispuštenim kablovima (Cahiers du CSTB 1996)

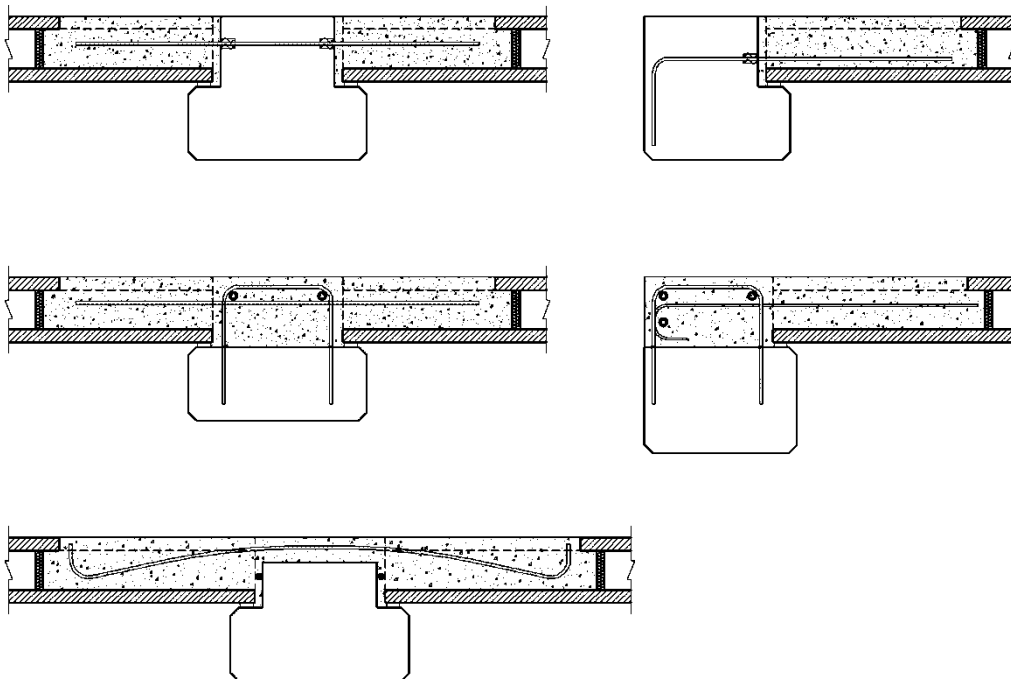
Detalji armaturnih veza prikazani u preporukama (FIP Commission on Prefabrication 1988), su oblikovani u skladu sa osnovnom proračunskom pretpostavkom slobodnog oslanjanja na krajevima. Podužna armatura se postavlja u spojnicama ili šupljinama ploče, po mogućnosti na polovini visine ili ukoliko to nije ostvarivo šipke se povijaju u cilju redukcije smanjenja neželjenog momenta savijanja u gornjoj zoni ploče (Slika 2-7). Tipični detalji su prikazani na slikama (Slika 2-8 i Slika 2-9).



Slika 2-7: Principi oblikovanja podužne armature u spojnicama (a) i šupljinama (b)



Slika 2-8: Tipske veze ošupljenih ploča nad armiranobetonskim zidovima

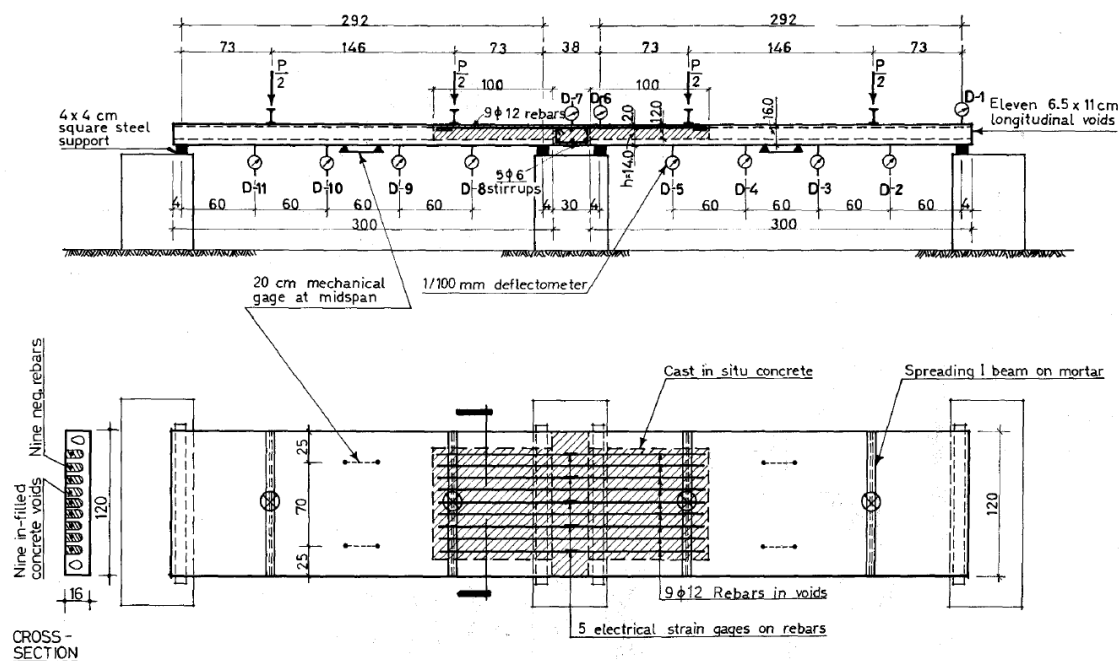


Slika 2-9: Tipske veze ošupljenih ploča nad montažnim armiranobetonskim gredama

## 2.4 PRETHODNA ISTRAŽIVANJA KONTINUIRANIH OŠUPLJENIH PLOČA

### 2.4.1 Rosenthal-ovi eksperimenti

Prvo eksperimentalno ispitivanje nosivosti kontinualiziranih ošupljenih ploča u kojima je armatura za kontinuitet smeštena u podužnim šupljinama je objavljeno 1978. godine (Rosenthal 1978). Osnovni cilj ovog ispitivanja je bio da se odredi efikasnost kontinualne veze, odnosno prednosti u pogledu nosivosti i deformacija u odnosu na pojedinačne ošupljene ploče statičkog sistema proste grede. U radu je prikazano ispitivanje samo jednog uzorka sistema proste grede i jedne kontinualne grede na dva polja, pri čemu su ošupljene ploče bile jednakih karakteristika u pogledu čvrstoće betona na pritisak i količine nazubljenih prethodno napregnutih žica. Eksperimentalna postavka kontinualne grede je prikazana na slici (Slika 2-10).

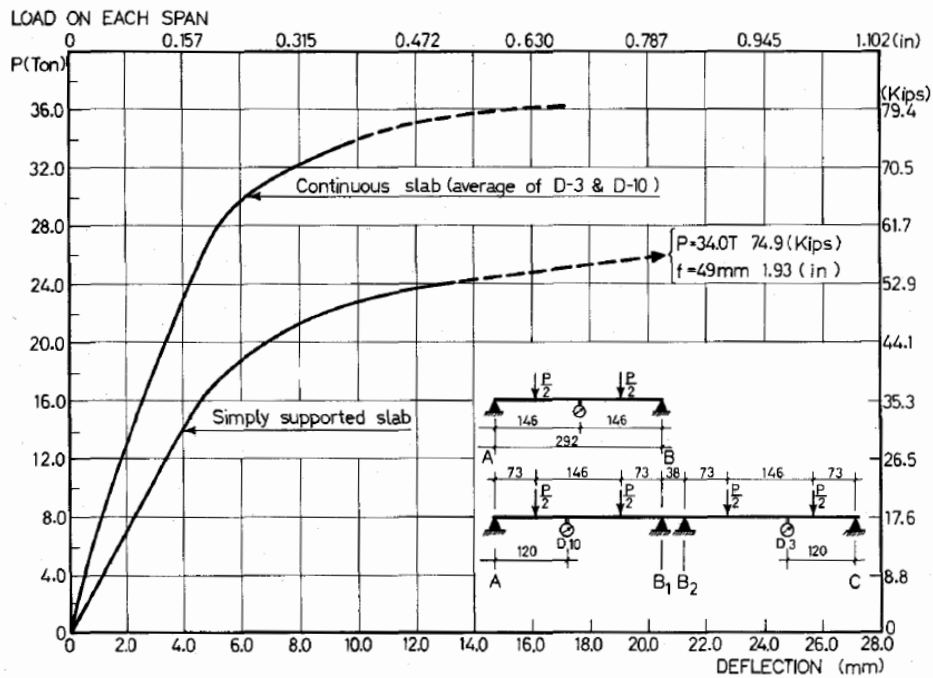


Slika 2-10: Eksperimentalna postavka kontinuiranih ploča (Rosenthal 1978)

Rezultati ispitivanja su bili u skladu sa očekivanjima: izmerena je veća krutost kontinualnog sistema u odnosu na ploču statičkog sistema proste grede sve do dostizanja napona tečenja u naknadno ugrađenoj armaturi, nakon čega su krutosti dva različita sistema bile približno jednake (Slika 2-11). Naponi tečenja u zategnutoj armaturi su dostignuti pri opterećenju od 300 kN, nakon čega je formiran duktilan



plastičan zglob, dok je ekperiment je obustavljen pri opterećenju od 360 kN. Potrebno je napomenuti i da je količina naknadno ugrađene armature iznad oslonca odgovarala količini od 60% potrebne armature koja bi teoretski odgovarala simultanom formiranju plastičnog zgloba nad osloncem i u polju. U kontinualnoj ploči prva prslina se pojavila na spoju prefabrikovanog i naknadno ugrađenog betona, praćena razvojem novih prslina u gornjoj zategnutoj zoni sa porastom opterećenja. Rastojanje, oblik, širina i visina prslina nisu dokumentovane u radu. Prema autoru, objavljeno ispitivanje je bilo početak sveobuhvatnog eksperimentalnog ispitivanja koje je u to vreme bilo u toku, ali krajnji rezultati, prema dostupnoj literaturi, nikad nisu objavljeni.

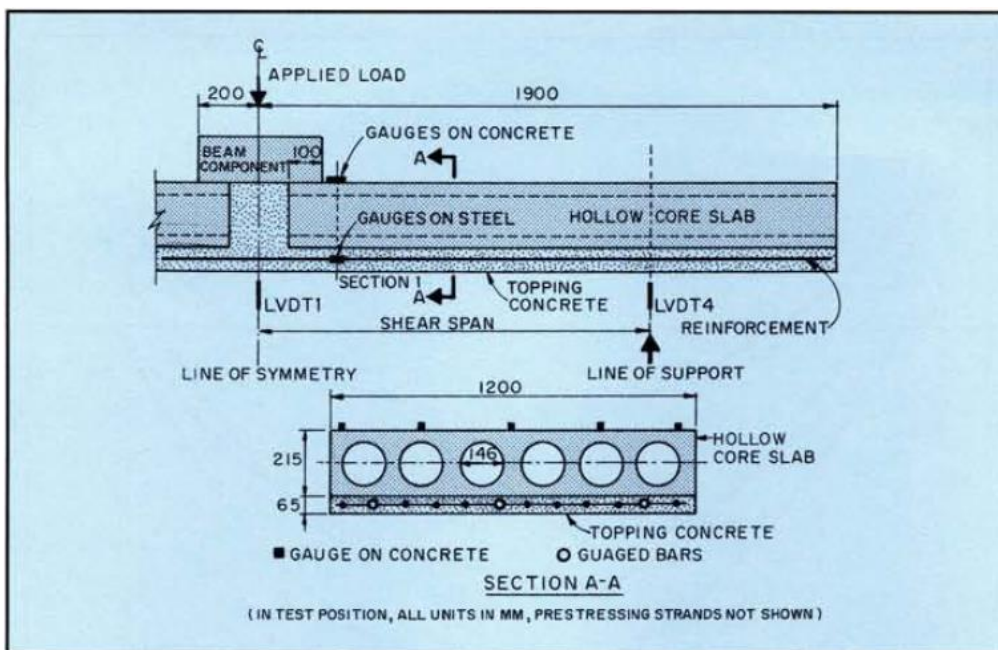


Slika 2-11: Dijagram merenih ugiba proste i kontinualne grede (Rosenthal 1978)

## 2.4.2 Tan et al. eksperimenti

Za razliku od ugrađivanja armature u podužnim šupljinama prethodno napregnutih ošupljenih ploča, izvođački jednostavniji postupak uspostavljanja kontinuiteta je ugrađivanjem armature unutar konstruktivnog topinga. Polazeći od potencijalnih prednosti u pogledu povećanja nosivosti i smanjenja ugiba kontinualnog sistema u odnosu na sistem proste grede, Tan i ost. (Tan et al. 1996) su eksperimentalno odredili nosivost tri uzorka statičkog sistema proste grede kojima su simulirana naprezanja u zoni negativnih momenata iznad središnjeg oslonca (Slika 2-12).

U radu su priloženi i dijagrami uz pomoć kojih se, za poznatu nosivost ošupljene ploče statičkog sistema proste grede i usvojenu vrednost redistribucije momenta savijanja iznad središnjeg oslonca, određuje raspon i momenti savijanja u kontinualnom sistemu. Zaključeno je da se za puno iskorišćenje momenta savijanja u donjoj zoni ošupljene ploče, rasponi kontinualnog sistema mogu povećati za 37 do 70%, što odgovara usvojenoj redistribuciji negativnog momenata savijanja u iznosu od 30 i 0%, respektivno. Da bi se i ostvarilo teoretski sračunato povećanje raspona, neophodno je zadovoljiti i kapacitet rotacije oslonjačkog preseka, propisima uobičajenom kontrolom procenta armiranja, odnosno položaja neutralne linije u preseku. Potrebno je napomenuti i da je zaključak o mogućem povećanju raspona u određenoj meri optimističan, jer priloženi postupak proračuna ne vodi računa o promeni statičkog sistema kroz koji ploče prolaze tokom izgradnje. Takođe, da bi kontinualni sistem bio u mogućnosti da prihvati zahtevane momente savijanja, neophodno je da poseduje potreban kapacitet nosivosti na smicanje. S obzirom da se kontinualni sistem formira od prefabrikovanih ploča u kojima nije moguće ugrađivanje armature za prijem glavnih napona zatezanja, kao mogućnost povećanja nosivosti na smicanje je predloženo popunjavanje šupljina ošupljene ploče betonom u kome bi bile smeštene uzengije u zoni najvećih naprezanja. Eksperimentalno su ispitana tri uzorka, čije geometrijske karakteristike i rezultati merenja su dati u tabeli (Tabela 2-1).

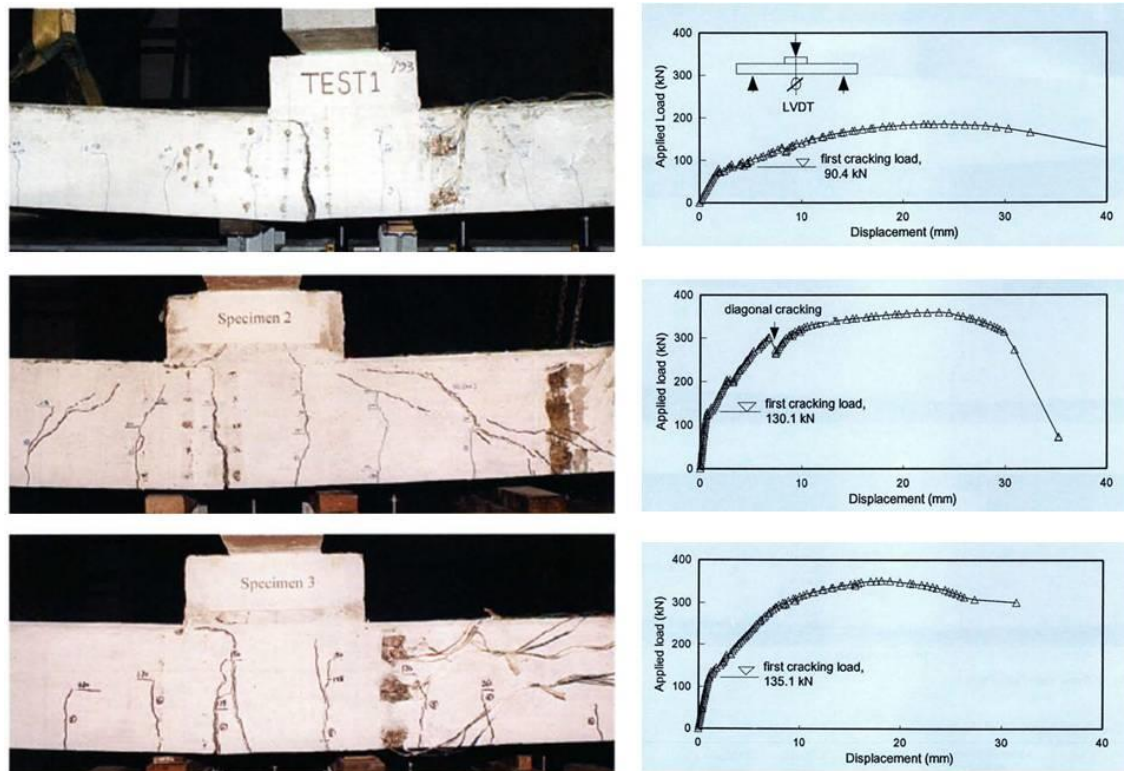


Slika 2-12: Eksperimentalna postavka (Tan et al. 1996)

Prva prslina u sva tri uzorka je formirana na spoju prefabrikovanog i betona livenog na licu mesta pri dejstvu praktično istog momenta savijanja ( $M_{cr} \sim 74$  kNm,  $\sigma_{c,top} \sim 4,7$ MPa). Lom sva tri uzorka je dostignut nakon pojave velikih izduženja u zategnutoj armaturi pri dejstvu momenata savijanja koji su odgovarali sračunatim momentima. Nosivost na savijanje je sračunata za vrednost napona tečenja u armaturi od 634 MPa, što ukazuje da je pored zavarene armaturne mreže u drugom i trećem uzorku korišćena glatka armatura, što u radu nije navedeno.

U prvom uzorku sa velikim odnosom momenta savijanja i transverzalne sile primetan je i veliki skok u izmerenim dilatacijama u armaturi, što ukazuje na verovatno dostizanje napona razvlačenja u čeliku simultano sa prvom prslinom jer je upotrebljena mrežasta armatura (Woods 2008). Sa druge strane jedva je primetno zakrivljenje prslina usled savijanja. Vrlo slično važi i za treći uzorak, u kome je nosivost na smicanje povećana popunjavanjem šupljina. Prema autorima, nosivost na smicanje je povećana ugrađivanjem uzengija, iako je jasno uočljiva vertikalnost formiranih prslina (Slika 2-13).

Dijagonalne smičuće prsline su formirane jedino u drugom uzorku (Slika 2-13), pri izmerenoj vrednosti transverzalne sile koja je 50% veća od računске vrednosti prema propisima. Nastanak kose prsline je praćen smanjenjem sile na presi, nakon čega je zabeležen njen porast sve do kidanja armature. Ovde je potrebno napomenuti i da su autori pri ugrađivanju topinga zabetonirali i bočne profilisane ivice prefabrikovane ploče, tako da se ne može sa sigurnosti reći da prsline u prefabrikovanoj ploči odgovaraju prslinama na slici (Slika 2-13). Zanimljivo je primetiti i da trenutak nastanka kose prsline odgovara dostizanju napona tečenja u armaturi, što je takođe vidljivo u promeni krutosti trećeg uzorka. Prema autorima ona odgovara računskoj vrednosti jednakoj srednjoj širini rebra, što je klauzula koja postoji u BS 8110, ali, koja se odnosi grede sa linearnom promenom širine rebra, što nije naglašeno u propisima. Zanimljivo je napomenuti i da su sva tri uzorka dostigla maksimalnu silu pri jednakim pomeranjima na mestu središnjeg oslonca, u iznosu od 20 mm.



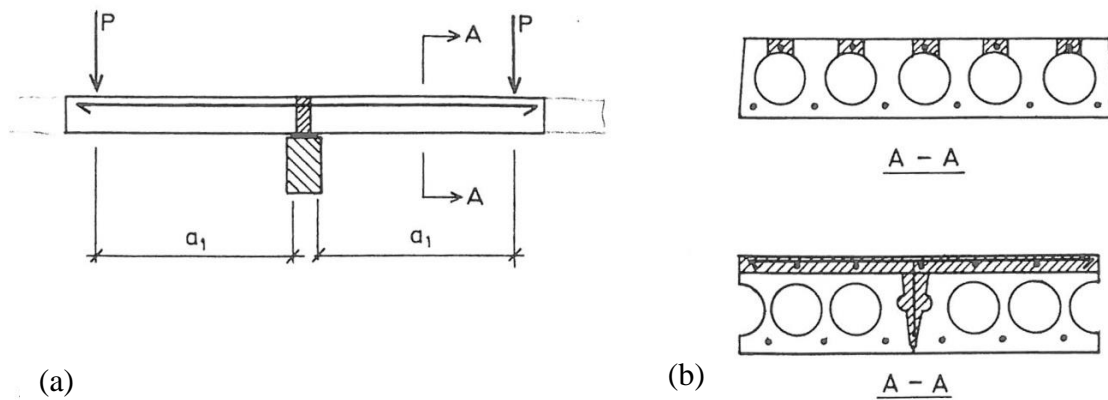
Slika 2-13: Fotografije greda nakon završenog ispitivanja i odgovarajući dijagrami ugiba (Tan et al. 1996)

### 2.4.3 "Royal Institute of Technology" eksperimenti

Formiranjem kontinuiteta nad središnjim osloncima prefabrikovanih ošupljenih ploča sa sobom nosi i uvećanje transverzalne sile u zoni oslonca, ali i smanjenje nosivosti na smicanje u odnosu na ploču statičkog sistema proste grede, što u određenim situacijama može dovesti do manjeg kapaciteta nosivosti kontinualnog sistema. U cilju potvrde nosivosti na smicanje uklještenog kraja ošupljene ploče, Grzybowski i Westerberg (Grzybowski & Westerberg 1991) su eksperimentalno ispitali nosivost veze sa i bez konstruktivnog topinga.

Poprečni preseci i dispozicija eksperimenta su prikazani na slici (Slika 2-14). Za obe vrste formiranog kontinuiteta između ploča su ispitana po dva uzorka, uz prateće ispitivanje nosivosti na smicanje ploča statičkog sistema proste grede. U cilju dostizanja loma po smicanju, podužna zategnuta armatura je prema propisima sračunata za armaturu sa granicom razvlačenja od 600 MPa, koja je hladno razvučena tako da je imala napon pri razvlačenju od 800 Mpa. Stvarna vrednost granice razvlačenja nije ispitana, ali nakon analize rezultata merenja je zaključeno da je vrednost granice

verovatno bila i viša. Čvrstoća betona pri pritisku prefabrikovanih ploča i konstruktivnog topinga je iznosila 45 i 25 MPa, respektivno. Uzorci sa podužnom zategnutom armaturom smeštenom iznad šupljina ploče su ispitani na smičućem rasponu od 1.4m ( $a/d=5.8$ ), dok su uzorci sa konstruktivnim topingom ispitani na smičućem rasponu od 1.3 ( $a/d=4.5$ ) i 1.4m ( $a/d=4.9$ ). Svi uzorci su dostigli lom pri smicanju, ali pri izmerenim dilatacijama u čeliku na sredini raspona većim od 4%. Uzorci bez konstruktivnog topinga su bočno dodatno utegnuti kako bi se sprečilo cepanje betona usled zatezanja armature. U toku eksperimenta su mereni ugibi i dilatacije u armaturi na mestu središnjeg oslonca, kao i širina tri prsline čiji položaj nije naznačen.

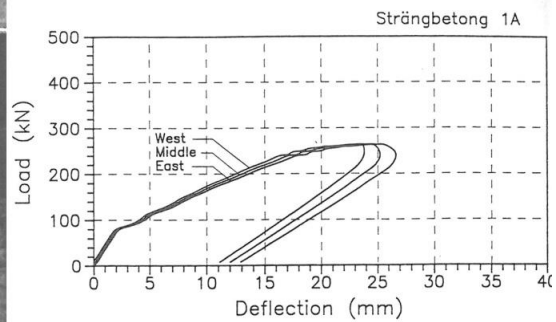
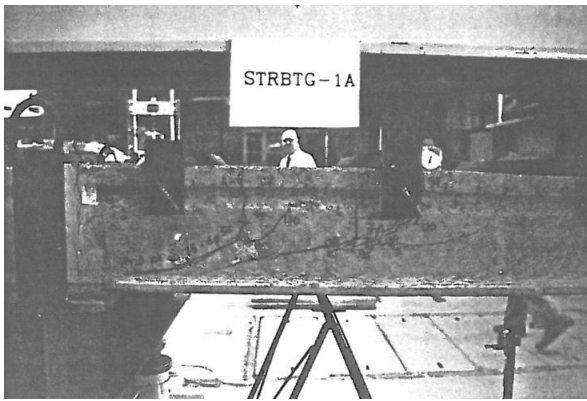


Slika 2-14: Dispozicija ispitivanja (a) i poprečni preseki ispitanih uzoraka (b)

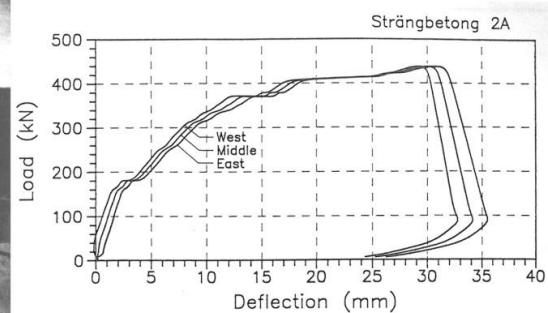
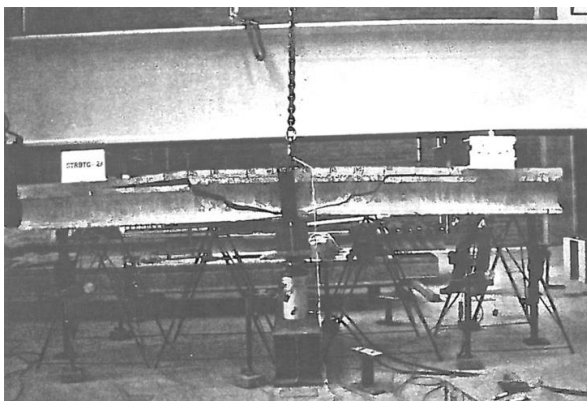
U uzorcima bez topinga, zakrivljenje prethodno formiranih prsline usled savijanja je zabeleženo pri opterećenju od 120 kN, dok se za potpuno formiranu dijagonalnu prslinu može usvojiti vrednost od 240 kN, kada je zabeleženo i formiranje sekundarne smičuće prsline. Pri opterećenju od 200 kN su izmerene dilatacije u armaturi od 4‰. Konačan lom je zabeležen pri opterećenju od 268 kN (Slika 2-15).

U uzorcima sa konstruktivnim topingom (Slika 2-16 i Slika 2-17) je zabeležen sličan odgovor konstrukcije. Prve prsline usled savijanja u prefabrikovanoj ploči su zabeležene pri vrednosti opterećenja od 200 kN, sa blagim zakrivljenjem i brзом propagacijom do visine koja se poklapa sa visinom na kojoj je širina rebra ploče minimalna. Za vrednost opterećenja pri formiranju kosih prsline se može usvojiti vrednost od 260 – 280 kN, dok je lom uzorka zabeležen pri sili od 405 kN. U prvom uzorku (2A), dilatacija u armaturi u iznosu od 4‰ je izmerena pri opterećenju od 340 kN, dok je u drugom uzorku (2A-2)

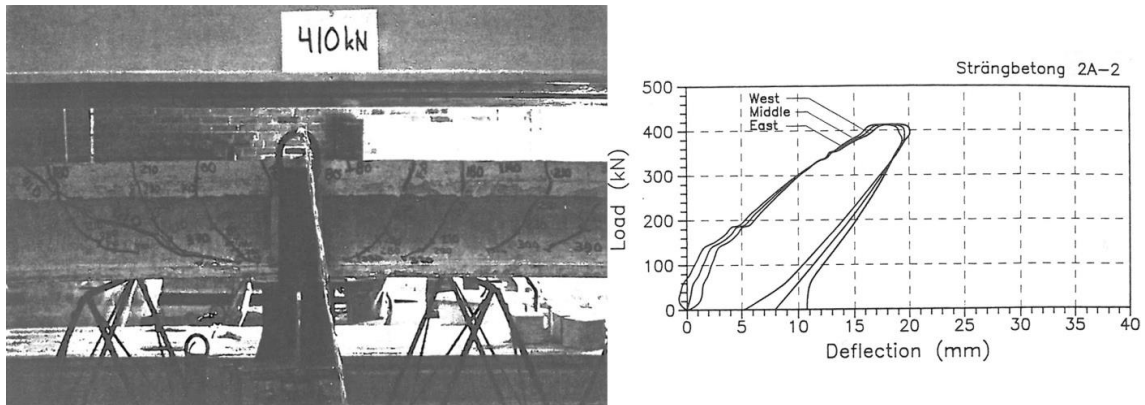
ova pretpostavljena dilatacija na granici tečenja izmerena već pri opterećenju od 200 kN. Vrednost opterećenja od 200 kN odgovara nastanku prve prsline usled savijanja u prefabrikovanoj ploči, što je uočljivo i na dijagramu ugiba. Potrebno je napomenuti i da je u prvom uzorku pri opterećenju od 380 kN zabeleženo skoro potpuno odvajanje topinga usled popuštanja veze prijanjanja. Naknadnim ispitivanjem veze prijanjanja u ovom uzorku su izmerene vrednosti i do 7 puta manje u odnosu na preostale uzorke, što ukazuje na zaprljanost gornje površine prefabrikovane ploče. Zanimljivo je primetiti i da je rastojanje prsline usled zatezanja u ošupljenoj ploči iznosilo oko  $1.3d$  u slučaju ploča bez topinga i u ploči u kojoj je zabeležena delaminacija. U preostalom uzorku sa konstruktivnim topingom, rastojanje prsline je iznosilo oko  $0.8d$ . Poređenje rezultata merenja sa projektovanom nosivošću pri smicanju je prikazano u tabeli (Tabela 2-1).



Slika 2-15: Izgled prsline ploče bez topinga po završetku eksperimenta i dijagram ugiba (Grzybowski & Westerberg 1991)



Slika 2-16: Izgled prsline prvog uzorka (2A) sa topingom nakon završetka eksperimenta i dijagram ugiba (Grzybowski & Westerberg 1991)



Slika 2-17: Izgled prslina drugog uzorka (2A-2) sa toppingom nakon završetka eksperimenta i dijagram ugiba (Grzybowski & Westerberg 1991)

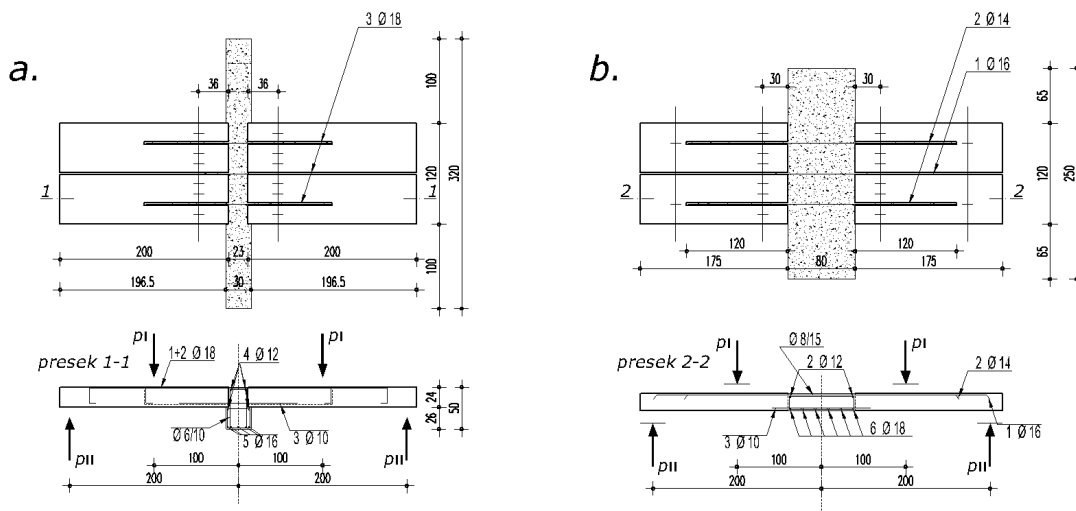
#### 2.4.4 "Politecnico di Torino" eksperimenti

Ispitivanje duktilnosti kontinualne veze ošupljenih ploča u kojima je kontinuitet uspostavljen armaturom smeštenom u podužnim kanalima je sprovedeno na univerzitetu u Torinu (Levi & Debernardi 1986). Ispitivanje je sastojalo od statičkog opterećenja uzoraka direktno i indirektno oslonjenih ploča na grede, kao i cikličnog opterećenja direktno oslonjenih ploča. Svaka serija se sastojala od po dva uzorka. U svih šest eksperimenata lom je zabeležen nakon dostizanja velikih izduženja u podužnoj zategnutoj armaturi, odnosno nakon punog dostizanja nosivosti armature na zatezanje. Pri tome, ni u jednom uzorku nije primećeno klizanje na spoju prefabrikovanog i naknadno ugrađenog betona. Vodeći se iskustvom proizvođača i željom da eksperimentalni uzorci odgovaraju uobičajenoj gradilišnoj praksi, veza montažnih ploča i grede je ostvarena zadovoljavanjem zajedničkih uslova:

- Svi kanali ošupljene ploče su popunjeni do dužine od 1.5 d;
- Maksimalno rastojanje pojedinačnih šipki armature za kontinuitet iznosi 40 cm;
- Minimalna dužna pritisnute armature u preseku iznad oslonca iznosi 60 cm;
- Zategnuta armatura u preseku iznad oslonca se ne redukuje na dužini manjoj od dužine unošenja sile prethodnog naprezanja.

Prva serija se sastojala od ošupljenih ploča visine 240 mm, kontinuiranih iznad središnjeg oslonca armaturom smeštenom u podužnim kanalima (po jedna šipka  $\varnothing 18$ ) i horizontalnoj spojnici (jedna šipka  $\varnothing 18$ ),  $\rho_l = 0,56\%$ . Opterećenjem konzolnih prepusta

parom vertikalnih sila je omogućeno i istovremeno ispitivanje nosivosti na smicanje ploče u delu infleksije momenta savijanja. Za presek nad osloncem smičući raspon je bio  $a/d=3,25$ . Dispozicija eksperimenta je prikazana na slici (Slika 2-18 (a)). Prema rezultatima ispitivanja, prve prsline su zabeležene na spoju ploče i naknadno ugrađenog betona pri opterećenju od 40 kN, što se poklapa sa računskom vrednošću momenta savijanja koji odgovara naponima zatezanja u betonu jednakim nosivosti betona na zatezanje. Pri opterećenju od 106 kN je zabeleženo progresivno otvaranje prethodno formirane prsline, što računski odgovara naponu tečenja u armaturi od 630 MPa, dok je granična nosivost zabeležena pri opterećenju od 130 kN, što odgovara naponu kidanja u armaturi od 720 MPa. Pri tome, izmerena širina prsline pri dostizanju napona tečenja u armaturi je iznosila oko 1 mm, dok je njena širina neposredno pred lom dostizala i 4,0 mm. Neposredno pred lom je zabeleženo i drobljenje betona u pritisnutoj zoni. U radu nije naznačeno da li su prsline na spoju prefabrikovanog i naknadno ugrađenog betona bile jedine prsline.



Slika 2-18: Dispozicija ispitivanja pri direktnom (a) i indirektnom oslanjanju ošupljenih ploča (b) (Levi & Debernardi 1986)

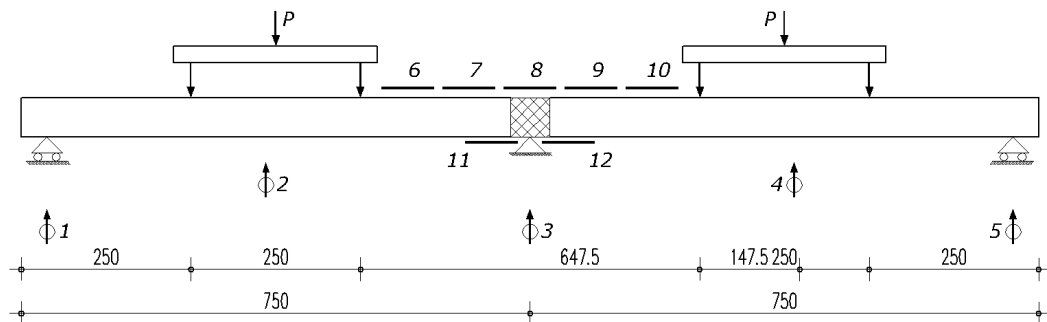
Druga serija je obuhvatila ispitivanje indirektno oslonjenih ploča visine 200 mm, sa armaturom za kontinuitet koja se sastojala od  $2\text{Ø}14+\text{Ø}16$  ( $\rho_l = 0,45\%$ ), ugrađenih na isti način kao i u prvoj seriji (Slika 2-18 (b)). Ispitivanje ove serije je sprovedeno sa istom opremom, ali je zbog veće širine oslonjačke grede smičući raspon na mestu spoja montažne ploče i grede iznosio,  $a/d = 2,6$ . Vrlo slično kao i u prvoj seriji, lom je



dostignut nakon dostizanja napona kidanja u armaturi. Prema naknadnim ispitivanjima, napon kidanja od 720 MPa je odgovarao dilataciji armature od 7,2%.

Treća serija obuhvata ispitivanje veze na ciklično opterećenje direktno oslonjene ploče visine 200 mm, sa armaturom za kontinuitet jednakom kao i u drugoj seriji, ali sa smičućim rasponom od 3,9 d. Odgovor konstruktivnog sklopa je bio vrlo sličan kao i u prve dve serije, pri čemu nisu uočena veća oštećenja ili prekomerno otvaranje prsline sve do širine prsline od 0,4 mm. Nakon 40 ciklusa opterećenja nije zabeležen veći pad krutosti, odnosno zabeležen je stabilan histerezis. Nije zabeležena ni redukcija nosivosti na smicanje čak ni nakon ciklusa koji su obuhvatali dostizanje napona razvlačenja u donjoj armaturi iznad oslonca.

Prema autorima, interpretacija rezultata je komplikovana usled nemogućnosti određivanja stvarnog dijagrama momenta savijanja iznad oslonaca (zakrivljenja dijagrama iznad širokog oslonca), kao i činjenice da je usled kratkog smičućeg raspona samo kratki segment zategnute armature u zoni formirane prsline dostigao napone razvlačenja. Potrebno je napomenuti i da je izmerena granična transverzalna sila bila veća od predviđene nosivosti na smicanje prema propisima.

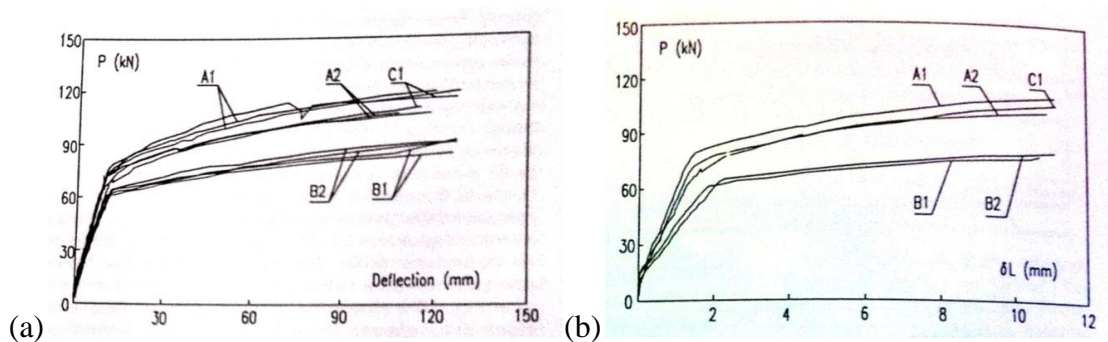


Slika 2-19: Dispozicija ispitivanja (Bosco & Debernardi 1990)

Nakon ispitivanja veze, u narednim godinama je usledilo ispitivanje kontinualne grede na dva polja, raspona po 7,50 m (Bosco & Debernardi 1990). Veza montažnih ploča visine 240mm iznad središnjeg oslonca je bila slična kao i u prvoj seriji prethodnog ispitivanja. Na žalost, ispitana je veza sa manjom količinom podužne armature iznad oslonca ( $3\emptyset 16$ ,  $\rho_l = 0,45\%$ ). Opterećenje kontinualne grede se sastojalo u simetričnom opterećenju u trećinama raspona (Slika 2-19).

Na osnovu rezultata merenja, slobodno se može reći da je odgovor veze nad osloncima odgovarao prethodnim ispitivanjima. Nakon dostizanja napona tečenja u podužnoj zategnutoj armaturi iznad oslonaca, odnosno formiranja plastičnog zgloba, lom grede je nastupio usled savijanja u preseku u polju. U zoni negativnih momenata je za razliku od prethodnog eksperimenta formirana i prslina u ošupljenoj ploči, ali u radu nije dokumentovana visina njenog pružanja. Prema fotografiji prslina u gornjoj zoni ploče, sekundarne prsline su formirane na rastojanju od 50-60 cm u odnosu na prethodno formirane prsline, što iznosi oko 2,5 d. U trenutku loma, zbir širina dve prsline na spoju montažne ploče i oslonjačke grede je iznosio 10 mm, što je vrednost koja se podudara sa izmerenom širinom prsline u prethodnom eksperimentalnom istraživanju. Pored ispitivanja direktno oslonjenih ploča, ekperiment je ponovljen i sa indirektno oslonjenim pločama, pri čemu nije zabeležen drugačiji odgovor.

Ovde je potrebno napomenuti i da su Fib preporuke (FIB Commission 6 Prefabrication 2000) zasnovane na ovim eksperimentalnim ispitivanjima.



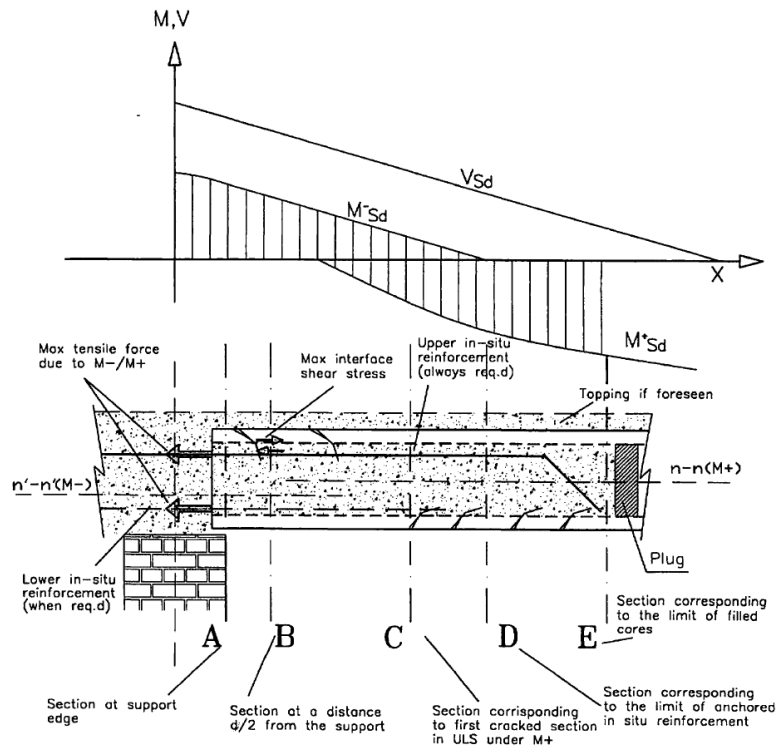
Slika 2-20: Dijagram ugiba u sredini raspona (a) i zbira širina dve prsline nad središnjim osloncem kontinualne grede (b) (Bosco & Debernardi 1990)

#### 2.4.5 fib Bulletin No.6

Prema preporukama datim u (FIB Commission 6 Prefabrication 2000), proračun kontinualnih ošupljenih ploča podrazumeva kontrolu svih kritičnih preseka u blizini oslonca (Slika 2-21), usled naprezanja koja su posledica sprečenosti slobodnih aksijalnih pomeranja i obrtanja nad osloncem. Proračunom bi trebalo obuhvatiti i faze građenja, i to:

- privremena faza u toku građenja, koja podrazumeva slobodno oslanjanje ploča pri dejstvu sopstvene težine montažne ploče i in-situ betona;

- konačno stanje nakon očvršćavanja betona livenog na licu mesta, pri dejstvu dodatnog stalnog i korisnog opterećenja



Slika 2-21: Kontrolni poprečni presezi kompozitne, kontinualne montažne ploče (FIB Commission 6 Prefabrication 2000)

Pregled poprečnih preseka kompozitne ploče u kojima je potrebno izvršiti kontrolu nosivosti je dat na slici (Slika 2-21). U zavisnosti od položaja kontrolnog preseka, potrebno je kontrolisati nosivost kompozitnog preseka na savijanje i smicanje, kao i horizontalne napone smicanja na spoju betona ugrađenih u različito vreme.

#### 2.4.5.1 Naponi smicanja na spoju betona ugrađenih u različito vreme

Za kompozitni presek ošupljene ploče i topinga (bez popunjavanja kanala), podužni naponi smicanja u horizontalnoj ravni se sračunavaju uobičajenim propisanim postupcima (Poglavlje 3.6). Međutim, u slučaju popunjavanja podužnih kanala, veza betona ugrađenih u različito vreme je ostvarena u vertikalnoj ravni. Ne objašnjavajući usvojenu preraspodelu horizontalnih napona smicanja po visini spoja, predloženo je da se naponi smicanja sračunaju kao zbir napona smicanja na spoju:

- usled izvlačenja čepa naprnutog na zatezanje, silom koja odgovara graničnoj računskoj sili zatezanja u podužnoj armaturi usled momenta savijanja, i
- usled dejstva vertikalne sile smicanja u kompozitnom poprečnom preseku:

$$\tau_{sdi} = \tau'_{sd} + \tau''_{sd} = \frac{f_{sd}}{\Sigma S_c \cdot l_s} + \frac{V_{sd}}{0.9d' \Sigma S_c} \leq \tau_{Rdj} = K_T \tau'_{Rd} \quad (2-1)$$

, gde je:

$f_{sd} \approx M_{sd}/0.9d'$	granična sila zatezanja u podužnoj armaturi
$\Sigma S_c$	dužina spojnice betona ugrađenih u različito vreme (zanemarivanjem spoja na dnu kanala usled zaprljanosti koja je posledica prosecanja gornje flanše ošupljene ploče); približno jednaka $S_c \approx 2h$ , gde je, $h$ , visina ošupljene ploče
$l_s$	dužina armature ugrađene u kanalu
$V_{sd}$	transverzalna sila usled opterećenja koje deluje na kompozitnom poprečnom preseku u slučaju direktnog oslonca ošupljene ploče, odnosno ukupna transverzalna sila u slučaju indirektnog oslonca
$d'$	statička visina zategnute armature kompozitnog poprečnog preseka
$K_T \tau'_{Rd}$	granična vrednost napona smicanja [ENV 1992.1.1]

Uvidom u predložen izraz se stiče utisak da su rezultujući naponi smicanja jednaki zbiru napona sračunatih na osnovu dve metode – metode elementa i metode poprečnog preseka (Poglavlje 3.6) uz pretpostavljenu konstantnu raspodelu napona smicanja po visini spojnice. Dodatnu zabunu unosi i definicija obima spojnice koja je za ploče sa popunjenim kanalima definisana u okviru jednačine (1), dok je u primerima sa topingom i popunjenim kanalima obim sračunat kao ukupni obim spojnice betona ugrađenih u različito vreme.

#### 2.4.5.2 Nosivost na smicanje

Nosivost na smicanje kompozitnog preseka je određena prema propisima (ENV 1992-1-1 1991), odnosno, predložena je modifikovana formulacija u obliku:

$$V_{Rdf} = 0.25f_{cta}b_w^*d^*k^*(1.2 + 40\rho_l) + 0.15\sigma_{cpm}b_wd^* \quad (2-2)$$

, gde je:

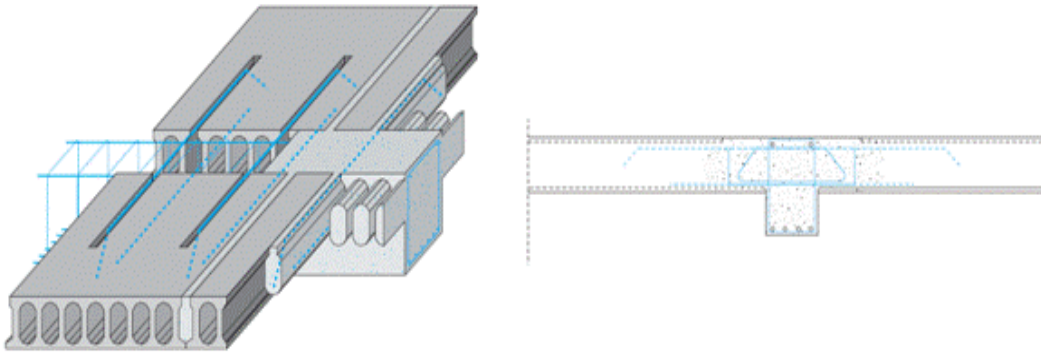
$b_w^*$	$b_w + nb_cE_c$	ukupna širina rebra kompozitnog poprečnog preseka ošupljene ploče sa popunjenim kanalima
	$/E_p$	
$d^*$		statička visina zategnute armature kompozitnog poprečnog preseka
$k^*$		koeficijent veličine kompozitnog poprečnog preseka
$\rho_l$		koeficijent armiranja podužnom zategnutom armaturom
$\sigma_{cpm}$		srednja vrednost napona pritiska usled prethodnog naprezanja

Pri proračunu poprečnih preseka uz središnji oslonac kontinualnog sistema, odnosno u preseku bliskom kraju prefabrikovane ploče (preseci A i B), doprinos normalne sile pritiska na graničnu nosivost na smicanje je zanemaren. Međutim, u preseku od koga počinje sidrenje naknadno ugrađene armature (presek D) i u kome moment savijanja zateže gornju stranu, doprinos normalne sile prethodnog naprezanja je suprotno principu datom u propisu (prEN 1992-1-1 2004) uzet u punom iznosu. Dodatno, u predloženom izrazu (drugi član) je usvojeno da sračunat središnji napon pritiska u ošupljenoj ploči deluje na visini koja odgovara kompozitnom poprečnom preseku.

#### 2.4.6 Indirektno oslonjena ošupljena ploča

U slučaju indirektno oslonjene ploče su uvedena i dva dodatna zahteva. Prvi zahtev je da nosivost na smicanje naknadno izlivenog betona u šupljinama prefabrikovane ploče bude veća od ukupne transverzanle sile, odnosno da betonske konzole (Slika 2-22 (a))

mogu samostalno prihvatiti ukupnu silu smicanja. U slučaju nedovoljnog kapaciteta nosivosti, predviđeno je ugrađivanje “specifične” smičuće armature (Slika 2-22 (b)).



Slika 2-22: Veza grede i indirektno oslonjene ploče i specifična smičuća armatura

Drugi zahtev se odnosi na kontrolu glavnih napona zatezanja u rebru na kraju ploče, koji nastaju usled simultanog dejstva napona smicanja i napona odlamanja (eng. spalling) usled unošenja sile prethodnog naprezanja (Slika 2-23). Naponi odlamanja su sračunati prema izrazu datom u (prEN 1168 2005), dok je za računsku vrednost napona smicanja usvojena prosečna vrednost napona u kompozitnom poprečnom preseku. Proračun glavnih napona zatezanja je dat izrazom:

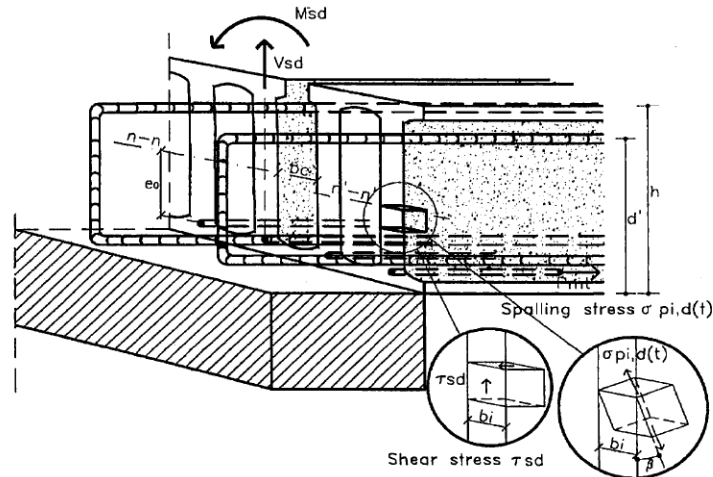
$$\sigma_{I.d} = \frac{\sigma_{Spi.d(t)} + \tau_{sd} \cos 2\beta}{2} + \sqrt{(\tau_{sd} \sin 2\beta)^2 + \left(\frac{\sigma_{Spi.d(t)} + \tau_{sd} \cos 2\beta}{2}\right)^2} \quad (2-3)$$

, gde je:

$\sigma_{Spi.d(t)}$  projektna vrednost napona odlamanja u trenutku  $t$

$\tau_{sd}$  Projektna vrednost napona smicanja,  $\tau_{Rd} = V_{Ed}/0,9b_w \cdot d_{comp}$

$\beta$  Ugao koji naponi odlamanja zaklapaju sa pravcem napona smicanja;  $\sin 2\beta \approx \cos 2\beta \approx 0.7$



Slika 2-23: Naponi smicanja i odlamanja na spoju ošupljene ploče i in-situ betona (FIB Commission 6 Prefabrication 2000)

Zanimljivo je napomenuti i da je kontrola nosivosti na smicanje u preseku D (presek u kom počinje sidrenje naknadno ugrađene armature) izvršena uzimanjem u proračun prethodno napregnutih užadi u gornjoj zoni. U isto vreme, početak sidrenja naknadno ugrađene armature je određen kao rastojanje od početka ploče do prsline usled savijanja koja narušava vezu prijanjanja užadi i betona.

## 2.5 ZAKLJUČAK

Ošupljene montažne prethodno napregnute ploče su specifični prefabrikovani elementi koji se zbog jednostavnosti proizvodnje i visokog iskorišćenja materijala često nazivaju i najsavršenijim prefabrikovanim elementima. Verovatno zbog te svoje savršenosti su i privukli veliku pažnju istraživača u prošlosti, tako da se u literaturi može pronaći preko 70 objavljenih radova, pri čemu praktično svi sadrže i eksperimentalna istraživanja. Takođe, to je verovatno jedini prefabrikovani element za koji su principi proračuna objavljeni u publikacijama najvećih svetskih udruženja za betonske konstrukcije, u kojima su oni jedina tema. Najopštija i najjednostavnija upotreba ošupljenih ploča je u okviru međuspratne konstrukcije, u kojima su ošupljene ploče statičkog sistema proste grede, što je i tema praktično svih publikacija. Međutim, pored sve te savršenosti, primetna je i tendencija proširenja primene i daljeg usavršavanja u cilju umanjavanja retkih nedostataka ili smanjenja troškova proizvodnje, tako da su ošupljene ploče još

uvek aktuelna tema istraživanja. Jedna od takvih tendencija je i kontinualizacija ošupljenih ploča nad središnjim osloncima.

Prvi pravilnik koji sadrži projektne kriterijume kontinuiranih ošupljenih ploča je objavljen u specijalnom *fib*-ovom izdanju 2000-te godine. U njemu je sadržan postupak proračuna statičkih uticaja i granične nosivosti ovog kompozitnog sistema. Najveći broj projektih kriterijuma je specifičan i odnosi se samo na ovu vrstu montažnih elemenata. Međutim, veliki broj postavljenih kriterijuma je ujedno i diskutabilan. Razmatrajući kriterijume kroz eksperimentalno ispitivanje koje se nalazi u osnovi ovog dokumenta, stiče se utisak da se publikacija u osnovi odnosi na uspostavljanje kontinuiteta naknadnim ugrađivanjem armature u šupljine prefabrikovanog elementa (što je i jedino eksperimentalno ispitano), a da su pravila nesporno prepisana i za kontinuitet naknadno ugrađenom armaturom u topingu. Tako na primer, u svim pratećim uglednim primerima kontinuiteta kroz toping, šupljine prefabrikovanog elementa su popunjene na celokupnoj dužini grede savijanoj negativnim momentima savijanja. Dalje, u slučaju posrednog oslanjanja ošupljenih ploča preko sekundarnog betona ugrađenog u šupljinama, postavljena su dva konzervativna kriterijuma. Prvi kriterijum razmatra vrednost glavnih napona zatezanja u rebu ploče pri simultanom dejstvu napona odlamanja i smicanja. Diskutabilnost ovog kriterijuma je postojanje napona odlamanja koji su posledica kompatibilnosti deformacija i koji u tom iznosu postoje pod uslovom da je prefabrikovani element homogen, odnosno, u neisprskalom stanju. Drugi kriterijum se odnosi na zahtev da nosivost na smicanje naknadno ugrađenog betona u šupljini bude veća od ukupne transverzalne sile kompozitne grede. Pri tome, dovoljna dužina popunjavanja da bi beton u šupljini zadovoljio kriterijum jednaka je visini ošupljene ploče. Treći diskutabilan kriterijum je kontrola horizontalnih napona smicanja na spoju betona ugrađenih u različito vreme, pri čemu se računski vrednost napona određuje kao srednja vrednost, pri dejstvu horizontalne sile na ukupnoj površini spoja dva betona, što je u suprotnosti sa postupkom proračuna iz propisa. Ukoliko se kaže da izvorna primena propisa i nije moguće u slučaju uspostavljanja kontinuiteta kroz armaturu ugrađenu u šupljini, u slučaju kontinuiteta uspostavljenog kroz armaturu ugrađenu u topingu to nije slučaj. Pri tome, svakako bi trebalo naglasiti da lom po bilo kom od prethodno nabrojanih kriterijuma nije zabeležen u eksperimentalom ispitivanju koji se nalazi u osnovi publikacije. U svim ispitanim uzorcima je zabeležen lom nakon tečenja armature



u preseku na spoju ošupljene ploče i oslonca, gde je zabeležena i jedina prslina u zoni negativnih momenata savijanja.

Druga zanimljivost se odnosi na vrlo konzervativnu predikciju nosivosti na smicanje prema propisima u odnosu na eksperimentalno zabeleženu vrednost (Tabela 2-1). Jedan od mogućih razloga je oblik poprečnog preseka ispitanih greda (položaj neutralne linije, oblik i površina pritisnute zone betona), odnosno činjenica da se propisi zasnivaju na rezultatima ispitivanja grede pravougaonog poprečnog preseka (Khuntia & Stojadinovic 2001; Zararis et al. 2006; Zink 2000; Tureyen et al. 2006). Takođe, primetna je i neuobičajeno velika razlika u vrednosti transverzalne sile pri nastanku smičuće prsline i granične vrednosti, posebno imajući u vidu visoku vrednost smičućeg raspona. Mogući razlog ovakvog odgovora grede je uticaj prethodnog naprezanja, odnosno, neka vrsta utezanja pritisnute zone betona koja sprečava propagaciju smičuće prsline kroz pritisnutu zonu betona (Muttoni & Ruiz 2008). Takođe, neophodno je napomenuti i da su svi prethodno ispitani elementi sa zabeleženim smičućim lomom imali šupljine kružnog poprečnog preseka, što nije slučaj u predmetnom istraživanju.

*Tabela 2-1: Poređenje eksperimentalno zabeležene transverzalne sile sa predikcijom propisa*

Autor	naziv grede	$b_w$ [mm]	$d$ [mm]	$f'_c$ [Mpa]	$f_y$ [Mpa]	$\rho_l$ [%]	$a/d$	$V_u$ [kN]	$V_u/V_{EC2}$	$V_u/V_{MC10}$
Grzybowski at all.	1A	252	232	50	800	1.72	6	134	1.50	2.15
	2A	280	282	50	800	1.78	4.96	202	1.73	2.26
Kiang-Hwee at all.	2	280	250	50	650	1.59	4.24	187	1.62	2.03

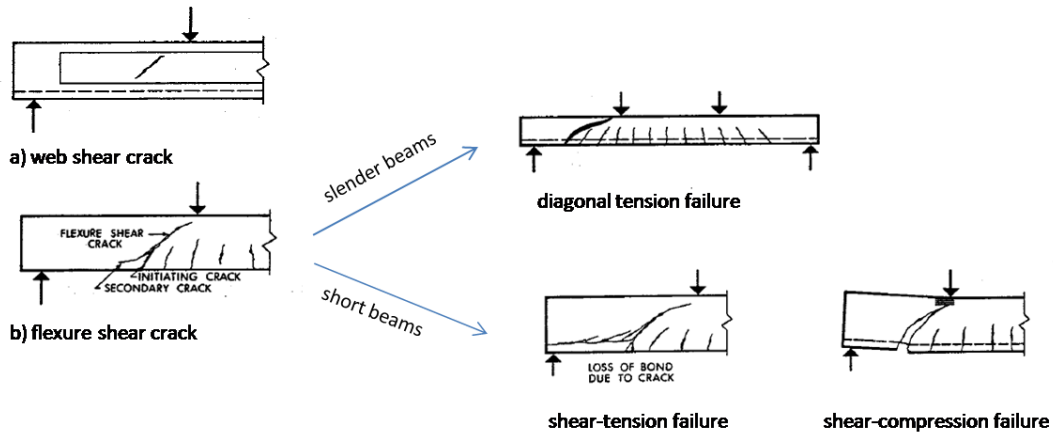
### **3 NOSIVOST NA SMICANJE GREDE BEZ UZENGIJA**

I pored činjenice da se traganje za teorijski objašnjivim mehanizmom loma greda bez uzengija, koji bi imao fizičko-mehanički smisao, obavlja i više od jednog veka, skoro svi propisi se još uvek zasnivaju na empirijskim izrazima. Dok je hipoteza o ravnim preseccima opšte prihvaćena kao dovoljno tačna pri proračunu greda na savijanje, za proračun nosivosti na smicanje greda koje ne sadrže uzengije ne postoji saglasnost o modelu koji opisuje mehanizam loma. Za razliku od načelnog prihvatanja mogućih mehanizama koji učestvuju u prenošenju napona smicanja kroz isprskalu gredu, njihov značaj, pouzdanost i relativno učešće u ukupnoj graničnoj nosivosti nakon dostizanja nosivosti betona na zatezanje i pojave smičuće prsline, se različito tretira u brojnim predloženim modelima. Međutim, u poslednje vreme je u propisima primetno postupno prihvatanje teorijskih rešenja, koja nosivost određuju u zavisnosti od širine kritične smičuće prsline, odnosno, rešenja koja se zasnivaju na prenošenju napona smicanja kroz prslinu trenjem.

#### **3.1 MEHANIZAM PRENOŠENJA OPTEREĆENJA KROZ GREDU BEZ UZENGIJA**

Naprezanjem armirano betonske grede momentima savijanja i transverzalnim silama, prsline nastaju nakon što naponi zatezanja u betonu dostignu čvrstoću na zatezanje. Tako formirana slika prsline je u skladu sa pravcem glavnih napona zatezanja: u delu grede dominantno napregnutim momentima savijanja prsline su upravne na pravac pružanja grede, dok su u delu dominantno napregnutim transverzalnim silama prsline

kose. Formiranje kosih prslina je po pravilu u nastavku prethodno formiranih prslina usled savijanja (eng. flexure shear), sa izuzetkom prslina u prethodno napregnutim gredama I i T poprečnog preseka u kojima prslina nastaje u neutralnoj liniji (eng. web shear, u evropskoj literaturi diagonal tension), (Slika 3-1).



Slika 3-1: Tipovi kosih prslina i loma greda (ASCE-ACI Committee 426 1973)

U slučaju greda pravougaonog poprečnog preseka, podelu na tipove smičućeg loma je moguće izvršiti prema izgledu krajnje prslina koja dovodi do loma:

- Smičući lom savijanjem (diagonal tension failure, ili u evropskoj literaturi flexure shear);
- Smičući lom usled cepanja pritisnute dijagonale ili usled drobljenja betona (shear-tension or shear-compression failure).

Zabeleženi tip loma zavisi od zavisi od kapaciteta nosivosti mehanizama kojima se opterećenje prenosi kroz gredu do oslonca (Park & Paulay 1975):

- Promenom presečnih sila u pojasevima grede na konstantnom rastojanju, nazvan grednim mehanizmom, i
- Konstantnim presečnim silama u pojasevima grede sa promenljivim rastojanjem, nazvan lukom sa zategom.

Do kog tipa loma će doći, najviše zavisi od smičućeg raspona, tako da je gredni mehanizam sa smičućim lomom savijanjem karakterističan za duže smičuće raspane, a luk sa zategom sa odgovarajućim cepanjem pritisnutog pojasa za kraće smičuće

raspone. Razmatrajući promenu momenta savijanja duž smičućeg raspona, transverzalnu silu u poprečnom preseku je moguće izraziti u obliku (Park & Paulay 1975):

$$V = \frac{dM}{dx} = \frac{d}{dx}(Tz) = \frac{dT}{dx}z + \frac{dz}{dx}T \quad (3-1)$$

, gde je,  $T$ , sila zatezanja u armaturi, a,  $z$ , krak sila u preseku, odnosno, prvi i drugi član konačnog izraza predstavljaju deo transverzalne sile koji se prenosi grednim i lučnim mehanizmom, respektivno. Uobičajeni modeli i postupci proračuna u propisima i u literaturi se zasnivaju na ovakvom pristupu, gde se nosivost grede razmatra prema jednom od modela - određeni model se koristi u zavisnosti od geometrije ili položaja opterećenja.

S obzirom da je kapacitet nosivosti grednog mehanizma uobičajeno manji od kapaciteta luka sa zategom, nosivost grednog mehanizma je uzeta za donju granicu rešenja. Empirijske formulacije za određivanje nosivosti na smicanje greda bez uzengija date u propisima opisuju upravo ovaj mehanizam. Sa druge strane, za elemente ili delove elemenata u kojima je nosivost mehanizma luka sa zategom veća, u novijim propisima je za postupak proračuna nosivosti predložena metoda prema modelu rešetke (eng. strut and tie), u kojoj je lučni pritisnuti pojas konzervativno zamenjen pravim štapom. Drugim rečima, analiza grednog mehanizma se sprovodi razmatranjem karakterističnog poprečnog preseka, dok se u analizi lučnog mehanizma posmatra segment grede. Međusobna veza svakog od mehanizama se uobičajeno ne razmatra, nego se za graničnu nosivost uzima veća računaska vrednost. U literaturi se mogu naći postupci proračuna koji imaju za cilj određivanje učešća svakog od mehanizama u graničnoj nosivosti, ali je njihova praktična primena mala usled komplikovanog postupka proračuna (Bazant & Kim 1984; Kim & Jeong 2011). Pokušaj objedinjavanja se nalazi i u evropskim propisima (prEN 1992-1-1 2004), gde se uticaj opterećenja koje deluje na rastojanju manjem od  $2d$  uvodi u proračun grednog mehanizma sa redukovanom vrednošću.

U određenom broju eksperimentalnih istraživanja greda sa smičućim rasponom većim od  $2.5 d$ , moguće je zabeležiti oba mehanizma, pri čemu prvo nastaje prslina karakteristična za lom usled smicanja savijanjem, a nakon nje i prslina karakteristična

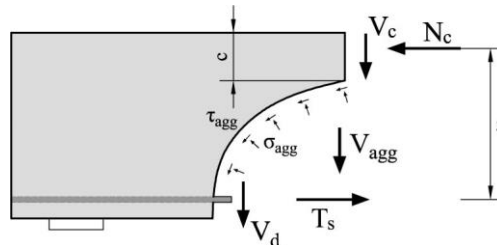
za lom pritisnute betonske dijagonale. Nakon dostizanja kapaciteta nosivosti na smicanje savijanjem dolazi do preraspodele napona smicanja i promene mehanizma prenošenja transverzalne sile – sa grednog mehanizma na mehanizam luka sa zategom, usled čega su u literaturi često nazivani i primarni i sekundarni mehanizam. U slučaju većih smičućih raspona, kapacitet nosivosti sekundarnog mehanizma je najčešće manji od primarnog, tako da do loma dolazi istovremeno sa formiranjem primarne smičuće prsline. Za manje smičuće raspone, ili u slučaju greda prearmiranih podužnom armaturom, razlika u nosivosti mehanizama je jasno uočljiva preko povećanja smičuće deformacije i zabeleženog pada sile na presi u trenutku nastanka primarne smičuće prsline i preraspodele opterećenja. Da li će granična nosivost odgovarati nosivosti luka, zavisi i od visine pružanja smičućih prsline (Muttoni & Schwartz 1991). Najčešće eksperimentalno zabeležen proces loma grede obuhvata dostizanje granične nosivosti na smicanje savijanjem, nakon čega sekundarni mehanizam preuzima priraštaj opterećenja. Međutim, pošto je dalji priraštaj opterećenja praćen i ubrzanim otvaranjem smičuće prsline, sekundarni mehanizam nije u mogućnosti da dostigne pun kapacitet i do loma dolazi po prethodno formiranoj smičućoj prslini koja preseca pritisnuti pojas. Potrebno je napomenuti i da je najveći broj empirijskih izraza kalibrisan na osnovu transverzalne sile koja odgovara nastanku smičuće prsline, a ne prema zabeleženom graničnom opterećenju.

### **3.2 MEHANIZMI PRENOŠENJA TRANSVERZALNE SILE U ISPRSKALOJ GREDI**

Mehanizmi kojima je moguće preneti transverzalnu silu kroz isprskalu gredu bez uzengija su određeni kroz brojna teorijska i eksperimentalna istraživanja (Slika 3-2). Pregled osnovnih mehanizama je dat u (ACI-ASCE Committee 445 1998):

- Naponi smicanja u neisprskaloj pritisnutoj zoni grede
- Uklještenje zrna agregata na mestu prsline koje sprečava klizanje (eng. aggregate interlock)
- Zaostali naponi zatezanja pri maloj širini prsline
- Moždaničko dejstvo podužne armature

Međutim, stav o njihovoj međusobnoj vezi i uticaju koji imaju na graničnu nosivost grede se u velikoj meri razlikuju od istraživača do istraživača. Različiti pogledi na mehanizam loma su doveli do velikog broja dijametralno suprotnih predloženih rešenja, koja sa druge strane pokazuju vrlo dobro slaganje sa eksperimentalnim rezultatima.



Slika 3-2: Mehanizmi prenošenja transverzalne sile

### 3.2.1 Prenosjenje napona smicanja kroz pritisnutu zonu betonske grede

Prvi pokušaji pronalazjenja teorijski racionalnog objašnjenja nosivosti greda bez uzengija su se zasnivali na pretpostavci da se naponi smicanja u isprskaloj gredi prenose kroz neisprskali pojas (Moody et al. 1954; Zwoyer 1953; Bresler & Pister 1958). Pri razmatranju prenošenja napona smicanja kroz isprskalu AB greda, uobičajeno se pretpostavlja da je raspodelu i vrednost napona smicanja u neisprskalom pritisnutom pojasu moguće odrediti principima teorije elastičnosti za poznate konturne uslove. U literaturi najčešće prisutan polazni model je model češlja, sa nepromenljivom visinom pritisnutog pojasa, što odgovara gredama sa velikim smičućim rasponom. Sa poznatom preraspodelom napona, određena je i ukupna vrednost transverzalne sile koja se prenosi pritisnutim pojasem grede.

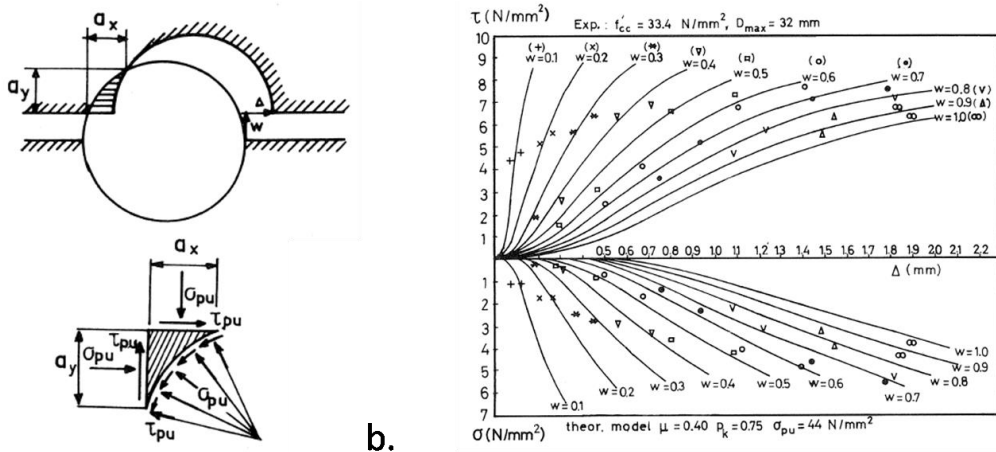
Pretpostavljajući paraboličnu raspodelu napona smicanja po visini pritisnute zone, Mörsch je prvi procenio vrednost transverzalne sile koja se u gredi prenosi ovim mehanizmom. Sličan pristup su sledili i drugi autori (Fenwick & Pauley 1968; Taylor 1974; Reineck 1991b; Sherwood 2007), tvrdeći na osnovu eksperimentalnih merenja ili predloženih modela da se kroz pritisnutu zonu betona prenosi 20 ÷ 40% ukupne transverzalne sile neposredno pre loma. Imajući u vidu da do loma grede bez uzengija dolazi propagacijom smičuće prsline kroz pritisnutu zonu betona, u literaturi postoji veliki broj rešenja u kojima je nosivosti pritisnutog pojasa pripisana primarna uloga (Khuntia & Stojadinovic 2001; Zararis & Papadakis 2001; Zink 1998; Tureyen &

Frosch 2003; Park et al. 2006), odnosno, rešenja koja se zasnivaju na mehanizmu loma pritisnute zone grede.

### **3.2.2 Prenosenje napona smicanja kroz prslinu trenjem**

Prenosenje transversalne sile kroz prslinu u gredi isprskaloj usled savijanja je omogućeno sprečenim klizanjem na mestu prsline, odnosno, nastankom trenja čiji kapacitet zavisi od hrapavosti prsline. Na značaj hrapavosti prsline je prvi put eksperimentalno ukazano u istraživanju (Fenwick & Pauley 1968) u kome je ispitana nosivost grede sa predefinisanim, glatkim prslinama na rastojanju koje odgovara prslinama monolitne grede. Moždaničko dejstvo armature je bilo sprečeno, ali je interakcija armature i okolnog betona ostvarena na delu između prethodno oblikovanih prslina. Međutim, za razliku od očekivanog mehanizma loma prema modelu češlja, sekundarne prsline sa početkom na kraju predefinisanih prslina su bile praktično horizontalne, dok je granična nosivost grede bila manja. Prema autorima, u graničnom stanju loma 75% teoretskog momenta savijanja "zuba" se prihvata trenjem na prslini, dok se samo 25% prihvata savijanjem "zuba". Danas prihvaćen stav je da trenje nastaje usled klizanja na prslini i da zavisi od normalnih napona upravnih na prslinu, širine prsline i pomeranja u pravcu prsline, odnosno, klizanja (Bazant & Gambarova 1980). Na osnovu sopstvenih eksperimentalnih istraživanja, Walraven (Walraven 1981) je predložio mehanički model koji opisuje naponsko deformacijsko stanje na prslini, u kome su zrna agregata aproksimirana krutim sferama, sa nasumičnom veličinom i položajem u odnosu na ravan prsline. Klizanjem na mestu prsline dolazi do drobljenja cementne paste, odnosno do generisanja normalnih i smičućih napona na kontaktu sa agregatom (Slika 3-3). S obzirom da model podrazumeva da prslina zaobilazi zrna agregata, mehanizam je nazvan uklještenje zrna agregata (eng. "aggregate interlock"), iako bi pravilniji naziv bio trenje na prslini (eng. interface shear), jer nosivost mehanizma postoji i u slučaju kada prsline presecaju zrna agregata (ACI-ASCE Committee 445 1998). Uvođenjem u proračun efektivne veličine zrna agregata, tačnost Walraven-ovog mehaničkog modela je dokazana i za lakoagregatne ili betone visokih čvrstoća. Danas prisutni modeli za proračun granične nosivosti greda bez uzengija koji se zasnivaju na prenošenju napona smicanja kroz prslinu, nosivost trenjem opisuju izrazima koji se zasnivaju na Walraven-ovim eksperimentalnim ispitivanjima (Vecchio & Collins 1986;

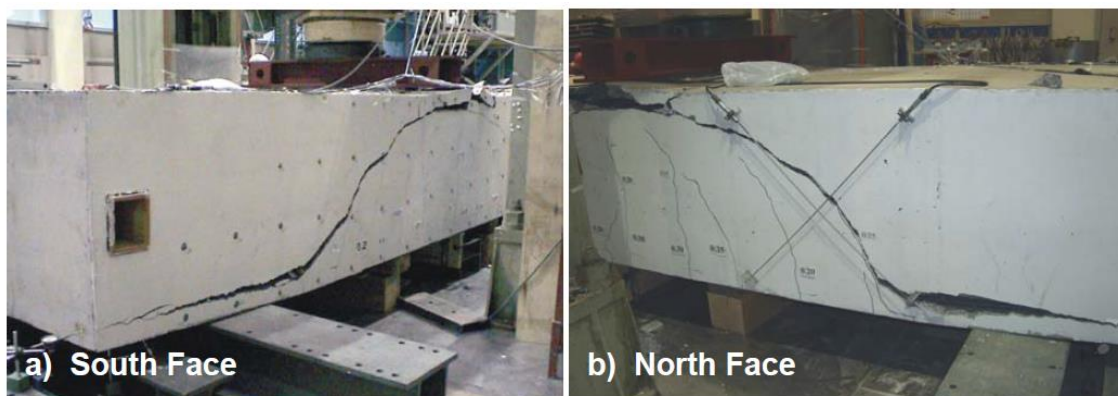
Reineck 1991b). Rešenja koja opisuju naponsko stanje na prslini u zavisnosti od pomeranja se u literaturi nazivaju modelima dilatance prsline, a pored prethodno navedenog u literaturi je moguće naći i druga (Bazant & Gambarova 1980; Gambarova & Karakoç 1983; Li et al. 1989)



Slika 3-3: Model uklještenja zrna agregata (a) i poređenje eksperimentalnih rezultata sa proračunskim modelom (b) (Walraven & Reinhardt 1981)

### 3.2.3 Efekat moždanika podužne armature

Nakon formiranja kritične smičuće prsline, do loma grede dolazi nakon njene propagacije u horizontalnom pravcu, što je praćeno daljim nekontrolisanim širenjem. Uporedo sa povećanjem širine prsline u pravcu grede, dolazi i do vertikalnog pomeranja na mestu prsline, koje je u određenoj meri sprečeno moždaničkim dejstvom zategnute armature i pritisnutog pojasa grede. Pri lomu grede dolazi i do loma moždaničkog dejstva, praćeno nastankom prsline kroz pritisnuti pojas i duž zategnute armature. Izgled karakteristične prsline S-oblika je prikazano na slici (Slika 3-4).



Slika 3-4: Izgled karakteristične prsline S oblika nakon loma (Sherwood 2007)



Prema jednom od prvih istraživanja mehanizma moždanika (Baumann & Rüschi 1970), nosivost zavisi od širine preseka grede, prečnika šipke armature i čvrstoće betona na zatezanje. Slične vrednosti granične nosivosti moždaničkog mehanizma podužne zategnute armature su predložili i drugi autori (Taylor 1974; Vintzeleou & Tassios 1986), dok se vrednost vertikalnog pomeranja pri kojoj se dostiže granična nosivost u velikoj meri razlikuje i varira u granicama od  $0,013 \div 0,08$  mm. Prema većini istraživača, doprinos moždaničkog dejstva armature je zanemarljiv u odnosu na ukupnu graničnu nosivost grede, dok prema (Taylor 1974) on iznosi  $15 \div 25\%$ . Sa druge strane, prema istraživanju (Chana 1987), nastanak prslina duž zategnute armature prethodi progresivnom otvaranju kritične smičuće prsline koja dovodi do loma, što ukazuje na blisku povezanost mehanizama loma grede. Na primer, u rešenjima koja se zasnivaju na razmatranju mehanizma pomeranja kritične prsline (Gastebled & May 2001; You & Kang 2007; Yang 2014), cepanje betona usled moždaničkog dejstva armature je primarni mehanizam koji dovodi do loma grede.

#### **3.2.4 Zaostali naponi zatezanja na prslini**

Nakon nastanka prsline u betonu, delići betona premošćuju prslinu i nastavljaju da prenose napone zatezanja sve do konačnog formiranja prsline, što odgovara širini prsline od 0.1mm. Ovo svojstvo betona je prvi put izmereno šezdesetih godina prošlog veka, dok primena u analizi naponskog stanja konstrukcija počinje sa razvojem modela na principima mehanike loma (Hillerborg et al. 1976). Vrednost napona zatezanja koji se prenose kroz nepotpuno formiranu prslinu zavisi od širine prsline i danas najčešće korišćen izraz koji opisuje vezu napona zatezanja i širine prsline su predložili (Reinhardt et al. 1986). U modelima koji nosivost grede bez uzengija razmatraju na principima mehanike loma, naponi zatezanja na prslinu su primarni mehanizam koji određuje graničnu nosivost na dejstvo transverzalnih sila. Ovaj mehanizam je sastavni deo modela češlja (Reineck 1991a), ali prema autoru, njegov doprinos je značajan jedino u slučaju vrlo plitkih greda, visine do 100mm.

### **3.3 MODELI LOMA GREDE BEZ UZENGIJA**

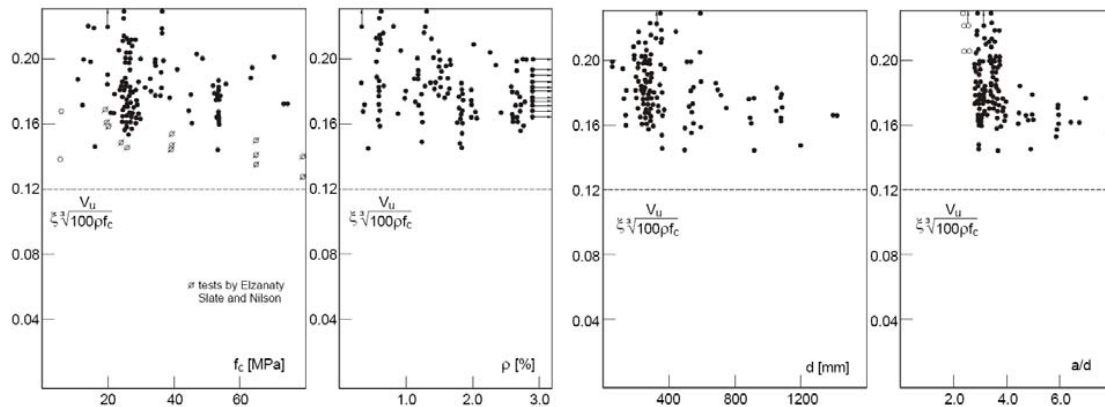
Prvi pokušaji formulisanja nosivosti grede na smicanje su vezani za početak intenzivne upotrebe armirano betonskih konstrukcija, tako da je prvi prihvaćen model predložio

Mörsch, 1907. godine. Predloženi model rešetke grede sa uzengijama je pretpostavljao da do granične nosivosti na smicanje dolazi dostizanjem napona razvlačenja u vertikalnoj armaturi na kosoj prslini. U nemogućnost određivanja nagiba dijagonala u rešetki, koji se prema rezultatima ispitivanja nalazi u širokim granicama ( $20^\circ$  do  $45^\circ$ ), usvojena je vrednost od  $45^\circ$ , dok je velika konzervativnost modela je umanjena uvođenjem doprinosa betona na graničnu nosivost grede. Za doprinos betona je usvojena nosivost greda bez uzengija - objašnjena sličnim modelom, u kome napone zatezanja umesto vertikalne armature prihvata beton. Međutim, bez obzira na nedostatke, model je ocenjen kao pouzdan i predstavlja osnovu svih danas postojećih propisa. Konzervativnost vezana za izbor nagiba dijagonala u rešetki, kao i neadekvatno objašnjenje doprinosa betona graničnoj nosivosti, su u narednim godinama doveli do velikog broja istraživanja i predloga korekcije modela.

Uporedo sa istraživanjem nosivosti greda sa uzengijama, vršena su i ispitivanja greda bez uzengija. Stiče se utisak da je pronalaženje tačnog, teorijski obrazloženog modela loma greda bez uzengija u većoj meri predstavljalo preokupaciju naučne zajednice, čemu u prilog ide i podatak da je ispitano tri puta više greda bez uzengija (NCHRP Report 549 2005). Istorijski, prvi predloženi modeli proračuna su bili empirijski, a sledili su ih mehanički i modeli zasnovani na mehanici loma, dok je poslednjih dekada prisutan i proračun nosivosti metodom konačnih elemenata. Međutim, bez obzira na uloženi trud, istraživači i danas imaju potpuno suprotstavljene stavove o mehanizmu loma grede, tj. o uticaju pojedinačnih mehanizama koji određuju graničnu nosivost. Razlog leži i u činjenici da je lom greda krt, sa često neformiranim jasnim prslinama, što onemogućava jednoznačno eksperimentalno određivanje mehanizma loma. Nezavisno od modela proračuna, pristupe je moguće podeliti u zavisnosti od pretpostavljenih mehanizama koji učestvuju u prenošenju transverzalne sile, odnosno, u zavisnosti od pretpostavke koji od mehanizama predstavlja najslabiju kariku i čiji lom određuje graničnu nosivost grede. U poslednje vreme su приметni ponovni pokušaji određivanja doprinosa pojedinačnih mehanizama prenošenja napona smicanja kroz gredu, direktnim eksperimentalnim merenjem pomeranja kritične prsline upotrebom savremenih mernih metoda (Hegger et al. 2004; Campana et al. 2013; Cavagnis et al. 2015).

### 3.3.1 Empirijski izrazi

Izrazi za proračun granične nosivosti na smicanje greda bez uzengija u većini propisa su određeni empirijskim putem, odnosno, statističkom obradom eksperimentalno dobijenih podataka. Kao takvi, oni ne pružaju uvid u stvarno ponašanje grede i mehanizme kojima se transversalna sila prenosi, tako da njihova primena nije moguća na projektne situacije koje se ne poklapaju sa eksperimentima. Dodatno, karakteristika ovakvih rešenja je da predstavljaju donju granicu rešenja sa velikim rasipanjem rezultata, što ukazuje na veliku konzervativnost ili čak i precenivanje nosivosti u pojedinim projektним situacijama (Slika 3-5).



Slika 3-5: Granična nosivost greda bez uzengija prema (prEN 1992-1-1 2004), preuzeto iz (European Concrete Platform ASBL 2008)

Jedan od prvih potpunijih empirijskih izraza za određivanje nosivosti pravougaonih greda opterećenih koncentrisanim silama na smičućem rasponu većem od 2.5 je predložio Zsutty (Zsutty 1968) na osnovu statističke obrade eksperimentalno dobijenih podataka. Kompletnost predloženog izraza se ogleda u uzimanju u proračun čvrstoće betona na pritisak,  $f_c$ , količine podužne zategnute armature,  $\rho_l$ , i smičućeg raspona,  $a/d$ :

$$V_{Rm} = 2,21 \left( f_c' \cdot \rho_l \cdot \frac{d}{a} \right)^{1/3} \cdot bd \quad (3-2)$$

Značaj predloženog rešenja se ogleda u činjenici da su slični izrazi usvojeni u većini zvaničnih propisa u svetu (prEN 1992-1-1 2004; JSCE Concrete Committee 1986). Zadržavajući dimenzionalnu formu osnovnih parametara, izraz je u nešto izmenjenom obliku usvojen i u Modelu propisa (CEB-FIP Model Code 1990):

$$V_{cr} = 0,15 \left( \frac{3d}{a} \right)^{1/3} \xi (100\rho_l f_{ck})^{1/3} bd \quad (3-3)$$

, gde je,  $\xi$ , parametar koji opisuje efekat veličine,  $\xi = 1 + \sqrt{200/d}$ . U sličnoj formi je usvojen i u evropskim propisima (prEN 1992-1-1 2004), dok se japanski propisi zasnivaju na empirijskom izrazu (Niwa et al. 1987) u kome je efekat veličine izražen parametrom  $\beta_d = d^{-1/4}$ :

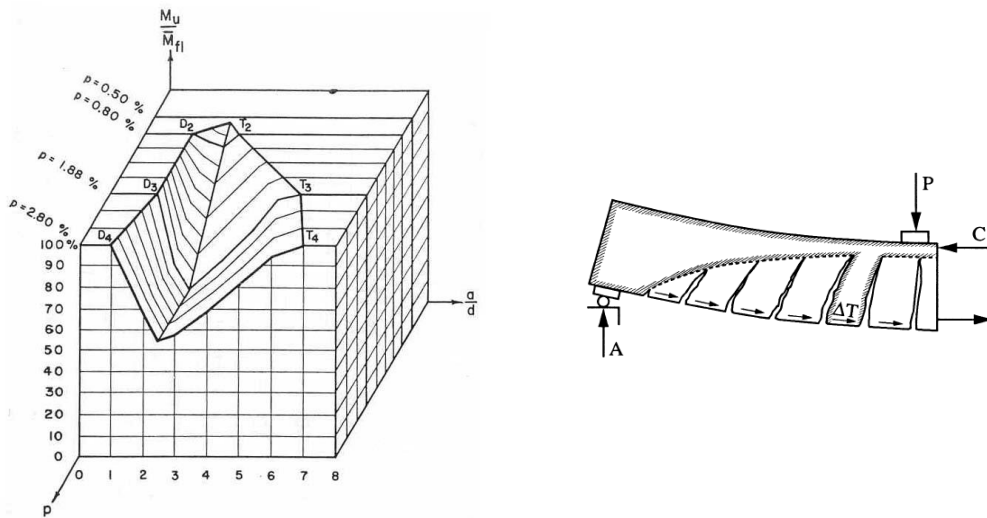
$$f_v = 0,20(100\rho_l f_c')^{1/3} \cdot d^{-1/4} \cdot \left( 0,75 + \frac{1,4}{a/d} \right) \quad (3-4)$$

Za razliku od prethodnih, čisto empirijskih izraza, poslednjih godina je predloženo i nekoliko izraza koji se zasnivaju na mehaničkim modelima, a koji su naknadno kalibrisani prema eksperimentalnim podacima, što ih svrstava u poluempirijske izraze. Ovde bi trebalo napomenuti rešenje koje se zasniva na teoriji efekta veličine koja je izvedena na principima mehanike loma (Bažant & Yu 2005) i rešenje koje se zasniva na teoriji kritične prsline (Muttoni & Ruiz 2008) koje je usvojeno u švajcarskim propisima (SIA 262 2003).

### 3.3.2 Modeli "češlja"

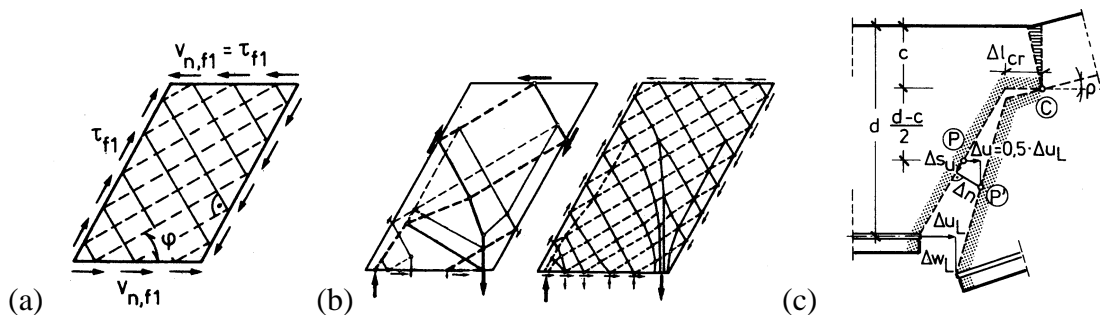
Jedan od prvih racionalnih mehaničkih modela za proračun smičuće nosivosti grede je razvio Kani, koji je uveo pojam „dijagonalnog loma“ i predložio dva mehanizma prenošenja sila smicanja u gredi: model češlja ili niza zuba (eng. teeth or comb-like model) i model luka sa zategom. Kani je predložio analitičko rešenje za oba mehanizma. Analizirajući eksperimentalno dobijene rezultate, Kani je odredio uticaj smičućeg raspona na promenu nosivosti greda: pri manjim smičućim rasponima sile smicanja se prenose lučnim mehanizmom, dok se za veće smičuće raspone sile smicanja prenose grednim mehanizmom, tj. mehanizmom "niza zuba". Analizirajući nosivost na smicanje grede isprskale usled savijanja, Kani je isprskalu gredu vizuelno uporedio sa nizom zuba. "Zubima" su nazvani neisprskali delovi betona između dve susedne prsline nastale usled savijanja, statičkog sistema konzole uklještene u pritisnutom pojasu grede, opterećene horizontalnom silom jednakoj razlici zatezanja u armaturi na dužini jednakoj rastojanju prsline. Smičuća nosivost grede je izražena u zavisnosti od nosivosti na

savijanje betonskih "zuba". Definišući dva mehanizma prenošenja sila smicanja u gredi, Kani je ponudio objašnjenje uticaja smičućeg raspona na nosivost grede na smicanje (Slika 3-6).



Slika 3-6: Uticaj smičućeg raspona na smičuću nosivost grede i skica modela "niza zuba"

U narednim godinama model niza zuba je usložnjavan od strane mnogih autora, prvenstveno uvodeći trenje između zuba (Fenwick & Pauley 1968) i efekat moždanika zategnute armature (Taylor 1974), koji ograničavaju slobodnu deformaciju betonskih konzola Kanijevog modela. U suštini, modifikacije su se zasnivale na modeliranju diskretnih prslina pretpostavljajući nagib i međusobno rastojanje, tako da je za poznate dilatacije moguće odrediti širinu prsline i klizanje. Na osnovu ovih modela je moguće odrediti doprinos različitih mehanizama prenošenja napona smicanja u ukupnoj nosivosti grede.



Slika 3-7: (a) Naponsko polje između kosih smičućih prslina usled trenja na prslini (b)model rešetke usled moždaničkog dejstva armature i (c) mehanizam loma pri rotaciji na kritičnoj smičućoj prslini (Reineck 1991b)

Zanimljiv model češlja koji zadovoljava uslove kompatibilnosti pomeranja na prslini i sadrži sve mehanizme prenošenja transverzalne sile kroz isprskalu gredu je predložio Reineck (Reineck 1991b). U ovom modelu rešetke sa trenjem na prslini, Reineck je polazeći od Kani-jevog modela "niza zuba", pretpostavio prave prsline pod nagibom od 60° na rastojanju koje odgovara 70% dužine prsline usled savijanja. Takođe, pretpostavljeno je da se visina pritisnute zone betona ne menja na smičućem rasponu, i da do smičućeg loma dolazi negde oko polovine smičućeg raspona. Pri razmatranju mehanizma loma grede, Reineck je predložio model rešetke koji se sastoji od pritisnutih i zategnutih betonskih štapova i koji opisuje tok sila u "zubu" (Slika 3-7).

Opisujući i efekat moždanika podužne armature preko odgovarajućih napona smicanja na konturama zuba, za uslov loma je postavljena granična vrednost širine prsline prema (Walraven 1981) na polovini visine prsline. Širina prsline na polovini visine je određena razmatranjem mehanizma loma. Međutim, usled proračunske zahtevnosti modela, analitičko rešenje je predloženo za smičući raspon od  $a/d=5$ :

$$V_u = \frac{b_w d \cdot 0,4 f_{ct} - 0,16 \frac{f_{ct}}{f_c} \lambda \frac{z_c}{d} N + V_{du}}{\left[ 1 + 0,16 \frac{f_{ct}}{f_c} \lambda \left( \frac{a}{d} - 1 \right) \right]} \quad (3-5)$$

, gde je:

$$\lambda = \frac{\varepsilon_{sy}}{\omega} \frac{d}{\Delta n_u} = \frac{f_c}{E_s \rho_l} \frac{d}{\Delta n_u} \quad \omega = 0,9 \text{ mm}$$

$$f_{ct} = 0,246 f_c^{2/3} \quad \text{čvrstoća pri aksijalnom zatezanju}$$

$$f_c = 0,95 f_c' \quad \text{čvrstoća pri aksijalnom pritisku}$$

$$V_d = \frac{6}{f_c^{1/3}} \cdot b_{eff} \cdot d_s \cdot f_{ct} \quad \text{nosivost na smicanje moždanika armature}$$

$$b_{eff} = b - \sum d_s \quad \text{efektivna širina preseka}$$

$$d_s \quad \text{prečnik armature}$$

Zaostali naponi zatezanja na prslini nisu uzeti u proračun u modelu jer je njihov uticaj prema autoru značajan jedino kod izrazito plitkih elemenata. Uzimajući u razmatranje sve mehanizme prenošenja napona smicanja i uvodeći uslove kompatibilnosti pomeranja, Reineck je zaključio da je trenje na prslini dominantan mehanizam, dok se kroz pritisnuti neisprskali betonski pojas grede prenosi najviše 30% ukupne sile smicanja, što je slično zaključku koji je izveo Taylor na osnovu svog modela.

### **3.3.3 Modeli bazirani na širini smičuće prsline**

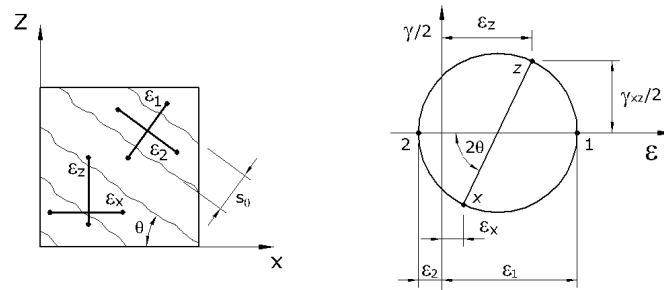
#### **3.3.3.1 MCFT**

Danas najkompletniji postupak proračuna naprezanja i deformacija u betonskim elementima se zasniva na Modifikovanoj teoriji polja pritiska (engl. Modified Compression Field Theory, MCFT), predloženoj od strane Vecchia i Collins-a (Vecchio & Collins 1986). Ova teorija je unapređenje opšte teorije polja pritiska (Mitchell & Collins 1974) koje je omogućeno tačnijim sagledavanjem uloge betona u sklopu armirano betonskog elementa: uzimanjem u proračun uticaja betona između prslina na povećanje krutosti na zatezanje armirano betonskog elementa (eng. tension stiffening) i smanjenja krutosti na pritisak usled postojanja napona zatezanja u upravnom pravcu (eng. compression softening). MCFT je opšti model proračuna napona i deformacija dvodimenzionalnog isprskalog armirano betonskog elementa opterećenog na smicanje, koji se zasniva na pretpostavci da se pravci ukupnih glavnih osrednjenih dilatacija poklapaju sa pravcima glavnih napona u betonu između prslina. Model uzima u razmatranje osrednjene vrednosti napona i dilatacija, a ponašanje betona je opisano preko nove, empirijski određene veze između ukupnih osrednjenih glavnih dilatacija i osrednjenih glavnih napona pritiska i zatezanja. Praktično svi softveri za proračun nelinearnog odgovora betona se zasnivaju na ovom rešenju.

#### **Uslovi kompatibilnosti osrednjenih dilatacija**

Kompatibilnost deformacija membranskog elementa MCFT razmatra na modelu homogenog materijala. Ovakvo svojstvo membrane, koje podrazumeva konstantnu vrednost dilatacija u armaturi i betonu u određenom pravcu u bilo kojoj tački elementa, je ispunjeno do pojave prvih prslina, dok su u isprskalom membranskom elementu dilatacije u armaturi i betonu promenljive na delu između prslina. Međutim, dilatacije

na dužini većoj od rastojanja prslina, nazvane osrednjene dilatacije, takođe zadovoljavaju uslove kompatibilnosti homogenog kontinualnog materijala, tj. moguće ih je prikazati preko Morovog kruga osrednjenih dilatacija (Slika 3-8).



Slika 3-8: Osrednjene dilatacije: (a) Membranski element; (b) Mohrov krug osrednjenih dilatacija

Ove prosečne dilatacije obuhvataju promenu dilatacija na mestu prslina i između njih, klizanje na spoju betona i armature, kao i klizanje na mestu prslina (Bentz 2000). Prema uslovima kompatibilnosti, osrednjena dilatacija betona je jednaka osrednjoj dilataciji armature, a na osnovu poznatih komponenti dilatacija membranskog elementa  $\epsilon_x$ ,  $\epsilon_z$  i  $\gamma_{xz}$ , osrednjene vrednosti glavnih dilatacija  $\epsilon_1$ ,  $\epsilon_2$  i ugao koji zaklapaju u odnosu na horizontalnu osu,  $\theta$ , se mogu geometrijski odrediti preko Morovog kruga dilatacija:

$$\tan^2 \theta = \frac{\epsilon_x + \epsilon_2}{\epsilon_z + \epsilon_2} \quad (3-6)$$

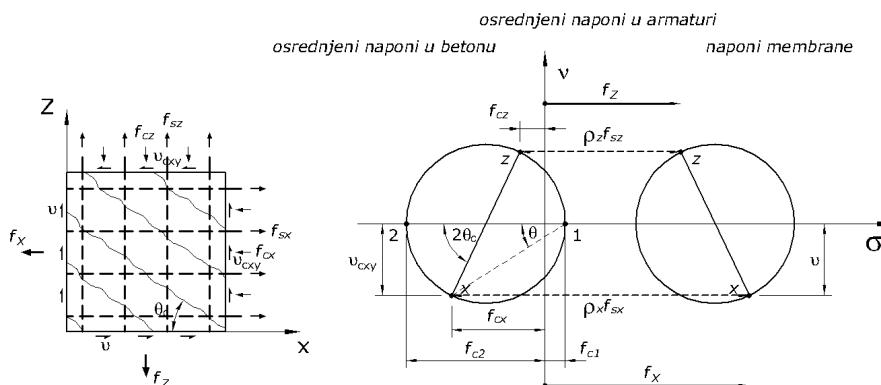
$$\epsilon_1 = \epsilon_x + \epsilon_z + \epsilon_2 \quad (3-7)$$

$$\gamma_{xy} = (\epsilon_x + \epsilon_2) \cot \theta \quad (3-8)$$

### Jednačine ravnoteže

Pri razmatranju uslova ravnoteže je uvedena pretpostavka da se pravac osrednjenih glavnih dilatacija membranskog elementa poklapa sa pravcem osrednjenih glavnih napona u betonu, što je ujedno i najvažnija pretpostavka koja je uvedena. Na osnovu rezultata eksperimentalnih istraživanja, ona je ocenjena kao dovoljno tačna.





Slika 3-9: Prosečni naponi: (a) Membranski element; (b) Mohrov krug prosečnih napona u betonu i ukupnih napona membranskog elementa

Opterećenje membranskog elementa izaziva naprezanje u betonu i armaturi. Postavljajući uslove ravnoteže membranskog elementa u dva ortogonalna pravca, ukupni naponi koji deluju na membranski element,  $f_x$  i  $f_z$ , se mogu izraziti kao zbir osrednjenih napona u armaturi,  $f_{sx}$  i  $f_{sz}$ , i u betonu,  $f_{cx}$  i  $f_{cz}$ :

$$f_x = \rho_x f_{sx} - f_{cx} \quad (3-9)$$

$$f_z = \rho_z f_{sz} - f_{cz} \quad (3-10)$$

, gde su  $\rho_x$  i  $\rho_z$  koeficienti armiranja u podužnom i poprečnom pravcu, respektivno. Zanimarivanjem moždaničkog dejstva armature, armatura prihvata samo aksijalne napone, dok su naponi smicanja u betonu,  $u_{cxz}$ , jednaki ukupnim naponima smicanja u membranskom elementu,  $v$ . Veza osrednjenih ortogonalnih i glavnih napona u betonu,  $f_{c1}$  i  $f_{c2}$ , se može prikazati preko Mohrovog kruga napona (Slika 3-9):

$$\tan \theta_c = \frac{u_{cxz}}{f_{cx} + f_{c1}} \quad (3-11)$$

$$\tan \theta_c = \frac{f_{cz} + f_{c1}}{u_{cxz}} \quad (3-12)$$

Zamenjujući  $f_{cx}$  i  $f_{cz}$  iz jednačina (3-9) i (3-10) u jednačinama (3-11) i (3-12), određena je veza napona koji deluju na membranski element,  $f_x$ ,  $f_z$  i  $v$ , sa glavnim osrednjenim naponima i betonu,  $f_{c1}$  i  $f_{c2}$  i uglom koji zaklapaju u odnosu na horizontalnu osu,  $\theta$ :

$$f_x = \rho_x f_{sx} + f_{c1} - v \cot \theta \quad (3-13)$$

$$f_z = \rho_z f_{sz} + f_{c1} - v \tan \theta \quad (3-14)$$

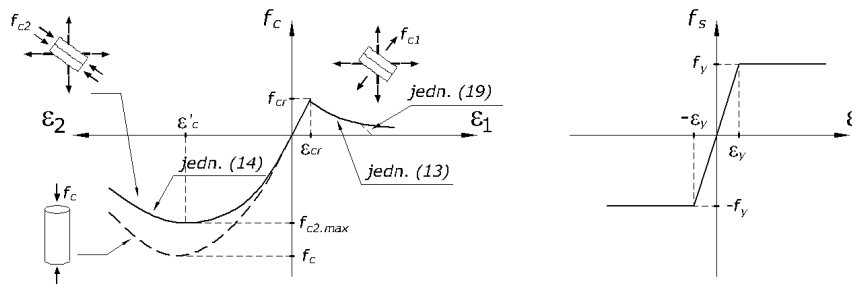
Napon smicanja je moguće izraziti kao:

$$v = (f_{c1} + f_{c2}) / (\tan \theta + \cot \theta) \quad (3-15)$$

Jednačine (3-13), (3-14) i (3-15) predstavljaju uslove ravnoteže membranskog elementa.

### Karakteristike materijala

Da bi se jednačine ravnoteže i uslovi kompatibilnosti mogli rešiti, neophodno je uvrstiti i vezu između dilatacija i napona materijala. S obzirom da uobičajene naponsko-deformacijske jednačine nisu davale zadovoljavajuće rešenje, autori (Vecchio & Collins 1986) su usvojili empirijski određenu vezu između napona i dilatacija betona izloženog dvoosnom stanju naprezanja (Slika 3-10), na osnovu rezultata eksperimentalnih ispitivanja 30 panela. Utvrđeno je da se vrednost glavnih osrednjenih napona zatezanja u betonu,  $f_{c1}$ , i vrednost čvrstoće na pritisak,  $f_{c2.max}$ , smanjuju sa porastom glavne osrednjene dilatacije zatezanja,  $\varepsilon_1$ , izrazi (3-16) i (3-18). Za radni dijagram betona je usvojena parabola, izraz (3-17). Ovakva formulacija je u kasnijim godinama potvrđena na preko 250 sličnih eksperimenata (Bentz 2000).



Slika 3-10: Veza napona i dilatacija za isprskali beton (a) i armaturu (b)

$$f_{c1} = \frac{f_{cr}}{1 + \sqrt{500\varepsilon_1}} \quad (3-16)$$

$$f_{c2} = f_{c2.max} \left[ 2 \left( \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_c} \right) - \left( \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_c} \right)^2 \right] \quad (3-17)$$

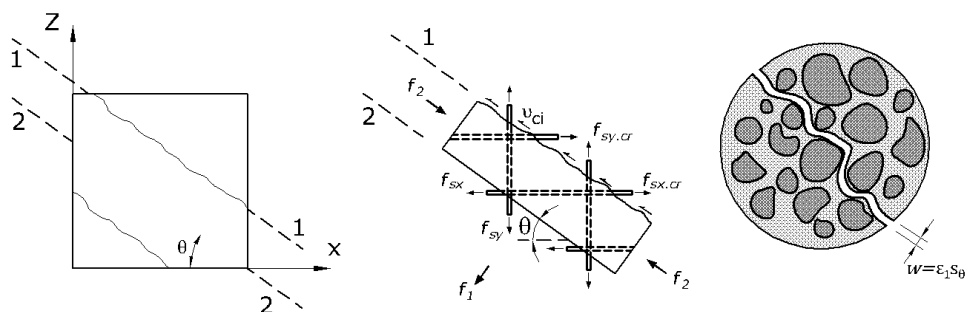
$$f_{cz,max} = \frac{f_c}{0.8 - 0.34\varepsilon_1/\varepsilon_c} \approx \frac{f_c}{0.8 - 170\varepsilon_1} \quad (3-18)$$

Ovako definisane relacije opisuju ponašanje armirano betonskog membranskog elementa u kome postoji više od jedne prslina, tj. opisuju vezu osrednjenih napona i dilatacija, tako da betonski materijal poseduje nosivost na zatezanje i nakon pojave prslina.

Međutim, potrebno je napomenuti da je ovakvom formulacijom zapravo modeliran doprinos betona na povećanje krutosti na zatezanje armirano betonskog elementa (eng. tension stiffening effect) i da ne postoji stvarna nosivost betona na zatezanje u pravcu glavnih napona zatezanja nakon pojave prslina. Za razliku od usvojenog modela za beton, za vezu napona i dilatacije armature je usvojena veza koja odgovara čeliku (Slika 3-10), odnosno nije modeliran uticaj neisprskalog betona između prslina.

### Dodatni uslovi ravnoteže

S obzirom da zbir prosečnog zatezanja u armaturi i betonu ne može biti veći od napona zatezanja u armaturi na mestu prsline, vrednosti osrednjenih napona je neophodno ograničiti.



Slika 3-11: Uslovi ravnoteže isprskalog elementa: Prosečne i sile na prslini

Pri razmatranju veze između osrednjenih glavnih napona i napona u armaturi na mestu prsline, pretpostavljeno je da na mestu prsline u pravcu pružanja iste, postoje i naponi smicanja u betonu,  $v_{ci}$ . Postavljajući uslove ravnoteže dela membranskog elementa oivičenog prslinom sa jedne strane (Slika 3-11), veza osrednjenih napona i napona na mestu prsline,  $f_{sx,cr}$  i  $f_{sz,cr}$ , se može izraziti u obliku:

$$\sum_{=0}^x \rho_x f_{sx} \cdot ds \sin \theta + f_{c1} \cdot ds \sin \theta = \rho_x f_{sx.cr} \cdot ds \sin \theta - v_{ci} \cdot ds \cos \theta \quad (3-19)$$

$$,tj: \quad \rho_x (f_{sx.cr} - f_{sx}) = f_{c1} + v_{ci} \cot \theta \quad (3-20)$$

Odnosno,

$$\rho_z (f_{sz.cr} - f_{sz}) = f_{c1} - v_{ci} / \cot \theta \quad (3-21)$$

Pretpostavka o postojanju napona smicanja na mestu prsline je zasnovana na činjenici da je prslina u betonu hrapava, odnosno da prslina prolazi kroz cementnu pastu zaobilazeći zrna agregata. Ukoliko je širina prsline manja od njene hrapavosti, klizanje na mestu prsline će biti sprečeno, odnosno omogućeno je prenošenje napone smicanja paralelno sa prslinom. S obzirom da mogućnost prenošenja napona smicanja kroz prslinu zavisi od njene širine, uvedena je kontrola širine prsline, posredno preko kontrole dopuštenog napona koji je moguće preneti kroz prslinu (Walraven 1981), u obliku:

$$v_{ci} \leq \frac{0.18\sqrt{f_c}}{0.31 + \frac{24w}{a_g + 16}} \quad (3-22)$$

, gde su,  $a$  i  $w$ , veličina zrna agregata i širina prsline, respektivno. Potrebno je dodati da je postojanje napona smicanja na prslini u suprotnosti sa osnovnom pretpostavkom da se pravci glavnih ukupnih dilatacija i glavnih napona u betonu poklapaju, što u određenim situacijama može dovesti do greške pri proračunu (Vecchio 2000).

Za proračunsku širinu prsline je usvojena poluempirijska formulacija proračuna srednjeg rastojanja prsline centrično zategnutog elementa (CEB-FIP Model Code 1990). U slučaju membranskog elementa armiranog u dva ortogonalna pravca, srednje upravno rastojanje susednih paralelnih prsline,  $s_\theta$ , se može odrediti kao:

$$s_\theta = 1 / \left( \frac{\sin \theta}{s_x} + \frac{\cos \theta}{s_y} \right) \quad (3-23)$$

,gde su  $s_x$  i  $s_z$  računski odstojanja prslina u dva ortogonalna pravca. Rastojanje prslina, pod pretpostavkom da se prslina širi samo u pravcu upravnom na pravac pružanja prslina, se može odrediti u obliku:

$$w = s_{\theta} \varepsilon_1 \quad (3-24)$$

Na ovaj način je rešavanjem jednačina ravnoteže osrednjenih napona, (3-13), (3-14) i (3-15) i uslova kompatibilnosti osrednjenih dilatacija, (3-6), (3-7) i (3-8), uz kontrolu napona u armaturi na mestu prslina, (3-20) i (3-21) i kontrolu napona smicanja na prslini (3-22), uz osnovnu pretpostavku da se pravac glavnih osrednjenih dilatacija poklapa sa pravcem glavnih osrednjenih napona u betonu, definisan opšti numerički algoritam proračuna napona i deformacija membranskog elementa za bilo koje opterećenje.

### **Primena MCFT**

MCFT se može nazvati prvim opštim teorijskim rešenjem za proračun naprezanja i deformacija armirano betonskih membranskih elemenata u kome je ponašanje betona izloženog dvoosnom stanju napona empirijski određeno. Međutim, veliki nedostatak je što rešenje sistema jednačina kojima su opisani uslovi ravnoteže i uslovi kompatibilnosti nije moguće analitički odrediti i zahteva upotrebu računara. Jedna od mogućih primena je proračun metodom konačnih elemenata (Vecchio 1989; Vecchio 1990) ili u slučaju grednog elementa razmatranjem samo karakterističnog preseka (Vecchio & Collins 1988). Dovoljno tačno rešenje je moguće dobiti pretpostavljajući da preseki ostaju ravni, uz zanemarivanje vertikalnih napona u betonu, što je osnova poznatog programa koji je u naučnoj zajednici prihvaćen za referentan (Bentz 2000). Međutim, iako su svi ovi postupci pokazali veoma dobro poklapanje sa eksperimentalnim rezultatima, potvrdivši tačnost MCFT u odnosu na empirijske ili poluempirijske formule prisutne u propisima, njihova upotreba u svakodnevnoj inženjerskoj praksi je praktično nemoguća.

Prvo upotrebljivo rešenje zasnovano na MCFT za određivanje naprezanja u gredama izloženim smicanju je objavljeno 1996. i nazvano Opšti metod proračuna na smicanje (Collins et al. 1996) i u vrlo kratkom roku je prihvaćeno u preporukama američke organizacije za puteve i transport (AASHTO LRFD 2004). Međutim, ni ovaj postupak

nije dovoljno jednostavan, jer je vrednosti parametara neophodno pročitati iz tablica ili dijagrama. Pojednostavljeno, analitičko rešenje je predstavljeno 2006. godine (Bentz et al. 2006), nazvano Pojednostavljena modifikovana teorija pritiska (SMCFT). Rešenje u ovom obliku je usvojeno nizu propisa (AASHTO LRFD 2004; CSA Committee A23.3 2004), dok je 2010. godine usvojeno i u Modelu propisa (CEB-FIP Model Code 2010).

### Opšti metod proračuna na smicanje greda

Predložena praktična primena MCFT u analizi armirano betonskih greda uvodi nekoliko pretpostavki naprezanja karakterističnog membranskog elementa rebra grede (Collins et al. 1996). Pretpostavljeno je da je napon smicanja po visini grede konstantne vrednosti i da ne postoje vertikalni naponi na konturi karakterističnog membranskog elementa, što je tačno ukoliko ne postoji poremećaj napona usled dejstva koncentrisanih sila ili promena geometrije. Ukoliko se pretpostavi da je nosivost uzengija manja od nosivosti podužne armature, što bi trebalo da je tačno kod greda napregnutih na savijanje, pri lomu grede naponi u vertikalnoj armaturi na mestu prsline i prosečni naponi u vertikalnoj armaturi su jednaki naponima razvlačenja u čeliku  $f_{sz} = f_{sz.cr} = f_y$ . Iz jednačina (3-14) i (3-21) proizilazi:

$$v = \rho_z f_y \cot \theta + f_{c1} \cot \theta \quad (3-25)$$

$$f_{c1} = v_{ci} / \cot \theta \quad (3-26)$$

Lokalni napon smicanja u betonu na mestu prsline se zamenom jednačine (3-16) u jednačini (3-26), uz postavljanje uslova (3-22) može odrediti u obliku:

$$v_{ci} = f_{c1} \cot \theta = \frac{f_{cr} \cot \theta}{1 + \sqrt{500\varepsilon_1}} = \frac{0.33\sqrt{f_c} \cot \theta}{1 + \sqrt{500\varepsilon_1}} \leq \frac{0.18\sqrt{f_c}}{0.31 + \frac{24w}{a + 16}} \quad (3-27)$$

, gde je za napon zatezanja u betonu pri pojavi prsline usvojena vrednost,  $f_{cr} = 0.33\sqrt{f_c}$ .

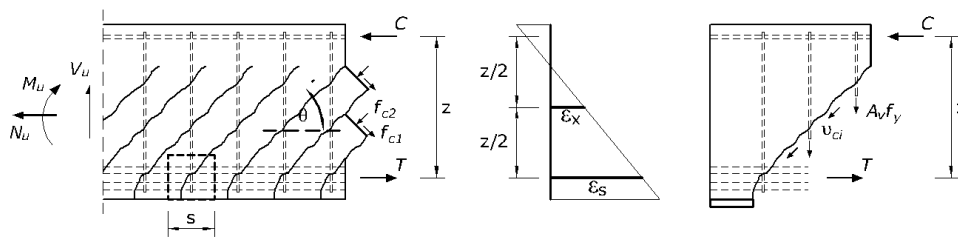
Uvodeći koeficijent  $\beta$  u obliku:

$$\beta = \frac{0.33 \cot \theta}{1 + \sqrt{500\varepsilon_1}} \leq \frac{0.18}{0.31 + \frac{24w}{a_g + 16}} \quad (3-28)$$

, iz jednačine (3-25) se dobija izraz koji definiše nosivost membranskog elementa na smicanje kao zbir doprinosa betona,  $v_c$ , i doprinosa vertikalne armature,  $v_s$ :

$$v = v_c + v_s = \beta\sqrt{f_c} + \rho_y f_{sy} \cot \theta \quad (3-29)$$

Za poznato naprezanje karakterističnog membranskog elementa armirano betonske grede, vrednost glavne dilatacije u betonu,  $\varepsilon_1$ , i ugao koji zaklapa sa horizontalnom osom,  $\theta$ , se mogu sračunati na osnovu modela rešetke sa promenljivim nagibom dijagonala, koji je baziran na Modifikovanoj teoriji polja pritiska.



Slika 3-12: Uslovi ravnoteže modela rešetke sa rotirajućim dijagonalama (a); Karakteristični membranski element grede (b)

Posmatrajući središnji deo grede kao membranski element opterećen naponima smicanja,  $v$ , i membranskim aksijalnim silama koje izazivaju podužnu dilataciju jednaku dilataciji armature,  $\varepsilon_s$ , može se računski odrediti ugao nagiba dijagonala u rešetki. Na ovaj način, doprinos, tj. nosivost betona, predstavlja vertikalnu komponentu napona smicanja koji je moguće preneti kroz prslinu. Na osnovu modela rešetke, dilatacija u zategutoj armaturi se sračunava kao količnik sile zatezanja u armaturi i aksijalne krutosti ukupne zategnute armature:

$$\varepsilon_s = \frac{M_u/z + 0.5N_u + 0.5V_u \cot \theta - A_{ps}f_{p0}}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \quad (3-30)$$

, dok se napon smicanja pod pretpostavkom da je konstantan po visini preseka određuje kao:

$$v = \frac{V_u}{bz} \quad (3-31)$$

U slučaju da je sračunata vrednost dilatacije zatezanja manja od nule, neophodno je u proračun uvrstiti aksijalnu krutost zategnutog betona ili konzervativno usvojiti da je dilatacija jednaka nuli.

Međutim, usled složenosti proračuna napona i deformacija membranskog elementa, koeficienti  $\beta$  i  $\theta$  se određuju iz priloženih tablica ili dijagrama. Ovakav proračun je bio iterativan, ali najveći nedostatak je bio što je za svaku iteraciju vrednosti koeficienta  $\beta$  i  $\theta$  potrebno čitati iz tablice. Nepraktičnost ovakvog postupka je ispravljena uvođenjem približnih formula za određivanje koeficienta  $\beta$  i  $\theta$ , a postupak je nazvan Pojednostavljena modifikovana teorija pritiska – SMCFT (Bentz et al. 2006).

Pri definisanju pojednostavljenog rešenja problema proračuna nelinearnih jednačina koje opisuju uslove ravnoteže i kompatibilnosti membranskog elementa, Bentz je pošao od elementa u kome nema vertikalne armature i koji je opterećen naponima smicanja,  $\nu$ , i naponima zatezanja u horizontalnom pravcu,  $f_x$ . Za ovakav element, kapacitet nosivosti se dostiže za najveću vrednost napona smicanja koji je moguće preneti kroz prslinu. Koeficienti  $\beta$  i  $\theta$  se mogu izraziti u zavisnosti od vrednosti osrednjene dilatacije zatezanja,  $\varepsilon_1$ , i širine prslina,  $w$ , odnosno rastojanja istih,  $s_{xe}$ . Kako rešenje ovih jednačina nije moguće u zatvorenom obliku, za koeficient  $\beta$  je predložen izraz:

$$\beta = \frac{0.4}{1 + 1500\varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + s_{xe}} \quad (3-32)$$

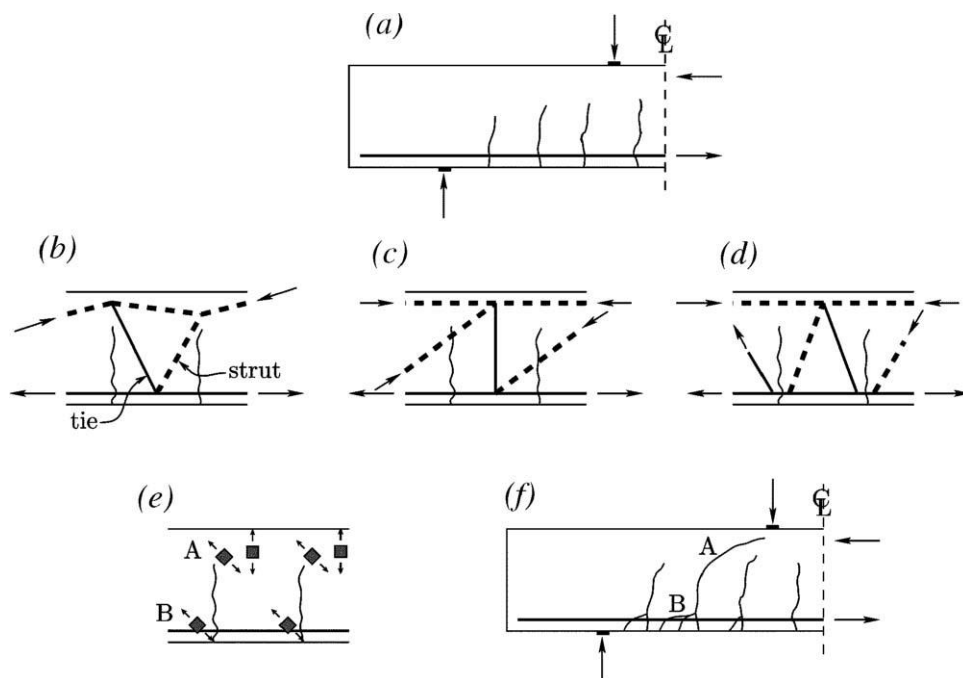
, za koji je karakteristično da je uticaj promenljivih,  $\varepsilon_x$  i  $s_{xe}$ , na vrednost koeficienta  $\beta$  nezavisan jedne od druge. Prvi član izraza opisuje uticaj podužne dilatacije, a drugi član efekat rastojanja prslina na širinu prslina, odnosno na vrednost napona smicanja koji je moguće preneti kroz istu. U literaturi se ovi članovi poznati kao "efekat dilatacije" i "efekat veličine". Izraz "efekat veličine" potiče iz činjenice da je rastojanje primarnih prslina u gredama koje ne sadrže uzengije približno jednako kraku unutrašnjih sila, odnosno, objašnjava pad napona smicanja pri lomu sa povećanjem visine grede. Linearan izraz za ugao  $\theta$  je određen uz zadovoljenje uslova plastičnosti elemenata koji sadrže vertikalnu armaturu, kako bi dilatacija vertikalne armature bila veća od dilatacije tečenja, a napon pritiska u betonskim dijagonalama manji od čvrstoće na pritisak:



$$\theta = (29^\circ + 7000\varepsilon_x)\left(0.88 + \frac{S_{xe}}{2500}\right) \leq 75^\circ \quad (3-33)$$

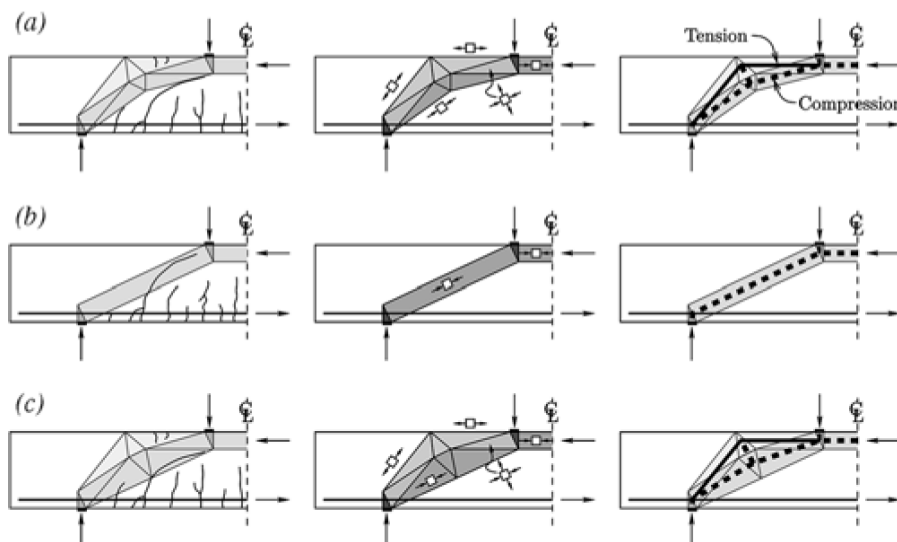
### 3.3.3.2 CSCT teorija

Teorija kritične širine prsline (eng.: Critical shear crack width theory – CSCT) je prvobitno razvijena za proračun ploča na probijanje (Muttoni 2003), dok je kasnije proširena i na proračun greda bez uzengija. Prema (Muttoni & Schwartz 1991; Muttoni & Ruiz 2008), nakon formiranja prsline usled savijanja, prenošenje smicanja kroz gredu je moguće preko nekoliko mehanizama: konzolno savijanje zuba, uklještenje zrna agregata na mestu prsline (aggregate interlock) i moždaničko dejstvo armature (Slika 3-13). Ovi mehanizmi dovode do pojave napona zatezanja na vrhu prsline i na mestu zategnute armature. Nakon dostizanja čvrstoće na zatezanje betona, dolazi do razvoja kose prsline koja redukuje kapacitet nosivosti ovih mehanizama, što može dovesti do loma grede. Da li će doći do loma grede zavisi od kapaciteta nosivosti alternativnih mehanizama koji se naknadno aktiviraju i od čijeg kapaciteta zavisi granična nosivost grede.



Slika 3-13: Razvoj prsline u gredi: (a) inicijalne prsline usled savijanja; (b) konzolno savijanje "zuba"; (c) uklještenje zrna agregata na mestu prsline; (d) moždaničko dejstvo armature; (e) pravci glavnih napona zatezanja; (f) konačna slika prsline (Muttoni & Ruiz 2008)

Prvi od njih je mehanizam rešetke, u kome se naponi pritiska prenose direktno od mesta delovanja opterećenja do oslonca, što je posebno uočljivo za kratke smičuće raspone. U slučaju većih smičućih raspona, kritična prslina preseca liniju pritisnutog štapa, što dovodi do devijacije toka napona pritiska, odnosno formiranja lučnog pritisnutog pojasa (eng.: elbow-shaped strut). Sve do dostizanja granične nosivosti, oba mehanizma učestvuju u prenošenju transverzalne sile. Kapacitet nosivosti mehanizma rešetke u kome kritična prslina preseca direktan pritisnuti pojas zavisi od položaja kritične prsline i njene širine, tako da je za malu širinu prsline prenošenje napona pritiska kroz prslinu omogućeno usled hrapavosti iste. Kapacitet nosivosti lučnog mehanizma zavisi od geometrije prsline i čvrstoće na zatezanje betona zategnutih betonskih pojaseva. S obzirom da je za osnovni parametar koji određuje nosivost grede pri smicanju izabrana geometrija i širina kritične prsline, teorija je nazvana Teorija širine kritične prsline.



Slika 3-14: Mehanički prenošenja transverzalne sile nakon formiranja kritične smičuće prsline: (a) lučni pritisnuti pojas; (b) mehanizam rešetke; (c) kombinovan mehanizam (Muttoni & Ruiz 2008)

Uvodeći pretpostavku da je širina prsline proporcionalna podužnoj dilataciji slično kao i MCFT, nosivost na smicanje greda bez uzengija je moguće odrediti u zavisnosti od širine i hrapavosti prsline u kontrolnoj tački:

$$V_R = f(w, d_g) \cdot bd\sqrt{f_c} \quad (3-34)$$

Prema CSCT, kontrolna tačka se nalazi na visini  $0,6d$  u odnosu na krajnje pritisnuto vlakno preseka, dok se kontrolni presek po dužini grede određuje u zavisnosti od

karaktera opterećenja. U slučaju opterećenja koncentrisanim silama, kontrolni presek se nalazi na rastojanju  $d/2$  od mesta delovanja koncentrisanog opterećenja, gde su momenti savijanja, a samim tim i širina prsline, maksimalni. U slučaju jednako raspodeljenog opterećenja, usled promenljivog odnosa momenta savijanja i transverzalne sile, položaj kontrolnog preseka nije unapred određen i teoretski varira u zavisnosti od visine grede.

Usvajajući Bernouli-jevu hipotezu i linearno elastičan odgovor betona u pritisnutoj zoni, podužna dilatacija u kontrolnom poprečnom preseku se određuje iz izraza:

$$\varepsilon = \frac{M}{bd\rho E_s \left(d - \frac{c}{3}\right)} \cdot \frac{0.6d - c}{d - c} \quad (3-35)$$

, gde su  $M$  i  $c$  moment savijanja i visina pritisnute zone u kontrolnom poprečnom preseku. Visina pritisnute zone se određuje iz izraza:

$$c = d\rho \frac{E_s}{E_c} \left( \sqrt{1 + \frac{2E_c}{\rho E_s}} - 1 \right) \quad (3-36)$$

Razmatrajući efekat širine kritične prsline, veličinu zrna agregata i čvrstoće betona na pritisak, nakon statističke obrade podataka rezultata eksperimentalnih ispitivanja, predložen je izraz u obliku:

$$V_R = \frac{1}{6} \cdot \frac{2}{1 + 120 \frac{\varepsilon d}{16 + d_g}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot bd \quad (3-37)$$

Na ovaj način, granična nosivost na smicanje se slično kao i kod MCFT nalazi u zavisnosti od hrapavosti i širine smičuće prsline. Izraz (3-37), je u pojednostavljenoj formi usvojen u švajcarskim propisima (SIA 262 2003). Takođe, rešenje prema teoriji kritične prsline usvojeno je u (CEB-FIP Model Code 2010) za proračun ploče na probijanje, usvajajući rotaciju u kontrolnom preseku za osnovni parametar kojim se opisuje širina kritične prsline. U kasnijem radu (Rodrigues et al. 2010), CSCT je proširena i na elemente u kojima dolazi do loma smicanjem nakon dostizanja granice razvlačenja u podužnoj zategnutoj armaturi. Drugim rečima, kapacitet rotacije greda bez uzengija je određen u zavisnosti od nosivosti na smicanje, odnosno u zavisnosti od

širine kritične prsline. Na osnovu sopstvenih esperimentalnih istraživanja, predložen je izraz za određivanje nosivosti na smicanje plastičnog zgloba:

$$V_R = \frac{1}{6} \cdot \frac{2}{1 + 2 \frac{\psi d}{16 + d_g}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot bd \quad (3-38)$$

, gde je,  $\psi$ , rotacija plastičnog zgloba. Predloženi izraz je pokazao dobro slaganje sa eksperimentalno određenom graničnom nosivosti grede, uzimajući u proračun izmerenu graničnu rotaciju plastičnog zgloba. Za određivanje granične rotacije je predložen pojednostavljeni izraz:

$$\psi_R = \frac{16 + d_g}{2 \cdot d} \left( \frac{a}{d} \cdot \frac{\sqrt{f_c}}{6 \cdot (\rho \cdot f_y \cdot 0,9)} - 1 \right) \quad (3-39)$$

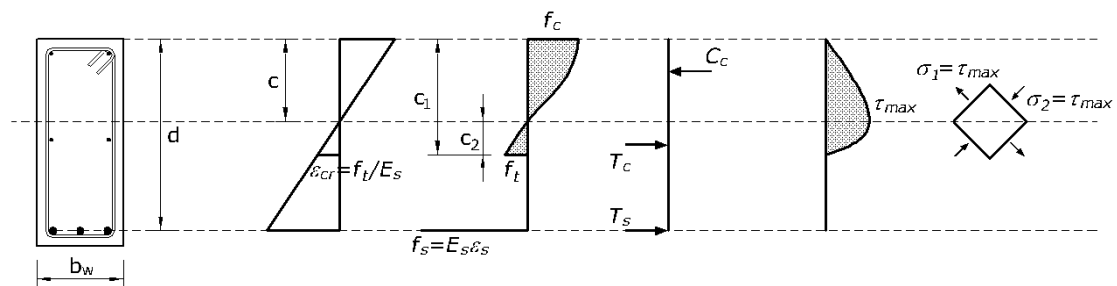
S obzirom da je širina kritične prsline proporcionalna proizvodu rotacije i visine poprečnog preseka, ovakva formulacija opisuje i efekat veličine na kapacitet rotacije plastičnog zgloba.

### 3.3.4 Modeli bazirani na mehanizmu loma pritisnutog pojasa

Prvi modeli proračuna nosivosti greda bez uzengija su se zasnivali na pretpostavci da se naponi smicanja u isprskaloj gredi prenose kroz neisprskali pojas (Moody et al. 1954; Zwoyer 1953; Bresler & Pister 1958). Ovakav pogled je proistekao iz činjenice da karakteristična smičuća prslina koja dovodi do loma grede preseca pritisnuti pojas, odnosno, spaja vrh prethodno formirane kose prsline i mesto delovanja opterećenja. Za razliku od prethodno formirane kose prsline u rebru grede, nastanak prsline u pritisnutom pojasu istovremeno dovodi do loma. Takođe, doprinos betona na graničnu nosivost grede armirane uzengijama je decenijama objašnjavan prenošenjem napona smicanja kroz neisprskali pritisnuti pojas. Međutim, iako je ovaj pristup kroz vreme polako napuštan, u poslednje vreme je primetan razvoj velikog broja modela koji pritisnutoj zoni pripisuju primarnu ulogu (Zink 2000; Khuntia & Stojadinovic 2001; Zararis & Papadakis 2001; Tureyen & Frosch 2003; Park et al. 2006).

### 3.3.4.1 Khuntia i Stojadinovic

Pri razmatranju naponskog stanja u gredi bez uzengija neposredno pred pojavu kose smičuće prsline, Khuntia i Stojadinović (Khuntia & Stojadinovic 2001) su uveli nekoliko pretpostavki: efektivna smičuća visina je jednaka visini neisprskalog dela grede,  $c_1$ ; usvojena je parabolična preraspodela napona smicanja sa maksimalnom vrednošću u neutralnoj osi; i zanemaren je moždanički efekat podužne armature (Slika 3-15).



Slika 3-15: Preraspodela napona i presečne sile u preseku sa kritičnom prslineom

Predloženo rešenje razmatra naponsko stanje u neutralnoj osi nakon formiranja prsline usled savijanja, a neposredno pre formiranja kose prsline. S obzirom na pretpostavljenu preraspodelu napona, vlakno u neutralnoj osi je izloženo čistom smicanju, tako da do formiranja kose prsline dolazi kada glavni napon zatezanja dostigne čvrstoću betona na zatezanje. Transverzalna sila pri kojoj dolazi do formiranja kose smičuće prsline je određena izrazom:

$$V_{cr} = \frac{2}{3} b_w c_1 \tau_{max} = \frac{2}{3} f_t \frac{c_1}{d} b_w d = v_{cr} b_w d \quad (3-40)$$

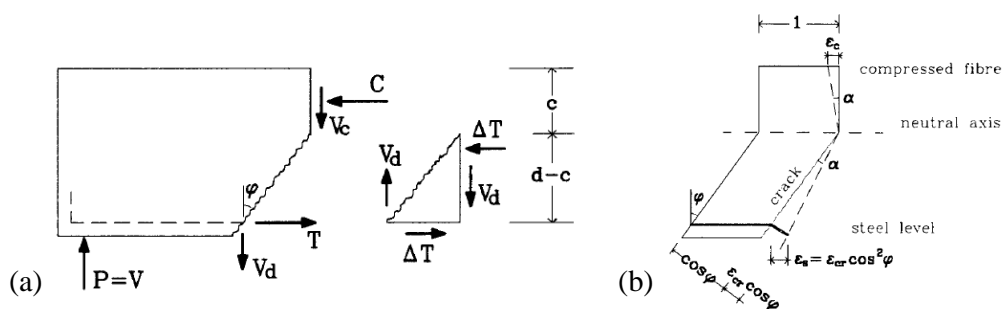
U cilju pronalaženja praktičnog izraza koji bi zamenio numerički zahtevan postupak, nominalni napon smicanja je usvojen u obliku,  $v_{cr} = k(f_c')^{0,5}$ , gde je koeficijent  $k$  određen variranjem usvojenih parametara: kritičnog smičućeg raspona, količine podužne zategnute armature i čvrstoće betona na pritisak. Pojednostavljeni izraz je predložen u obliku:

$$v_{cr} = 3,34 \cdot \rho^{0,37} \left( \frac{V_{cr} d}{M_u} \right)^{0,13} \cdot f_c'^{0,18} \quad (3-41)$$

, gde su,  $V_{cr}$  i  $M_u$ , transverzalna sila i moment savijanja u kritičnom poprečnom preseku. Za slučaj delovanja složenog savijanja nije predložen univerzalni izraz, ali je opšti postupak pokazao dobro slaganje sa eksperimentalnim rezultatima. U opštem slučaju, kritični presek je potrebno odrediti sračunavanjem nosivosti u dovoljnom broju preseka na smičućem rasponu, tako da je predloženo da se za gredu opterećenu koncentrisanom silom, kritični presek nalazi na rastojanju  $d$  od mesta delovanja sile. Za gredu opterećenu jednakoraspodeljenim opterećenjem, kritični presek nalazi na rastojanju  $x/d = 0,14L/d$ . Zanimljivo je primetiti vrlo sličan zaključak i u slučaju CSCT. Takođe, potrebno je napomenuti i da predloženi postupak proračuna nije u mogućnosti da opiše efekat veličine na nosivost grede bez uzengija.

### 3.3.4.2 Zararis

Rešenje koje određuje graničnu nosivost grede bez uzengija i koje se zasniva na teorijskom razmatranju naponskog stanja u pritisnutoj zoni grede je predložio Zararis (Zararis & Papadakis 2001). Teorija se zasniva na uočenoj činjenici da je kritična smičuća prslina koja dovodi do loma grede sačinjena od dva dela, koji nastaju u različitim trenucima, usled različitih naprezanja. Primarni deo prsline je blago iskošena smičuća prslina, visine približno jednake prslinama usled savijanja, dok sekundarni deo počinje na vrhu prethodno formiranog dela i propagira kroz pritisnutu zonu betona ka mestu delovanja koncentrisanog opterećenja. Pravac pružanja ove druge grane kritične smičuće prsline je linija koja spaja oslonac grede sa mestom delovanja koncentrisanog opterećenja. Do formiranja sekundarnog dela kritične prsline, a samim tim i do loma grede, dolazi kada naponi zatezanja usled cepanja u pritisnutom betonu dostignu graničnu vrednost u iznosu:  $f_{ct} = 0.3 f_c^{2/3}$ .



Slika 3-16: Presečne sile na mestu kritične prsline (a) i deformacija grede na mestu kritične prsline (b) (Zararis & Papadakis 2001)

Razmatrajući mehanizam loma grede nakon formiranja primarnog dela kritične prsline (Slika 3-16), pretpostavljeno je da se prsline širi samo u pravcu ortogonalnom u odnosu na pravac pružanja, odnosno da se deformacija grede može opisati rotacijom oko tačke koja odgovara vrhu prsline. Ovakav mehanizam podrazumeva da pritisnuti pojas betona sprečava klizanje na prslini i samim tim angažovanje trenja na prslini i moždaničkog efekta armature, odnosno, da je transverzalna sila jednaka zbiru transverzalne sile u pritisnutom pojasu grede,  $V_c$ , i podužne armature,  $V_d$ . Daljim razmatranjem uslova ravnoteže i kompatibilnosti pomeranja, ugao nagiba primarnog dela kritične prsline se određuje iz jednačine:

$$\tan^2 \varphi - \frac{a/d}{1 - c/d} \tan \varphi + \frac{2.5 - c/d}{1 - c/d} = 0 \quad (3-42)$$

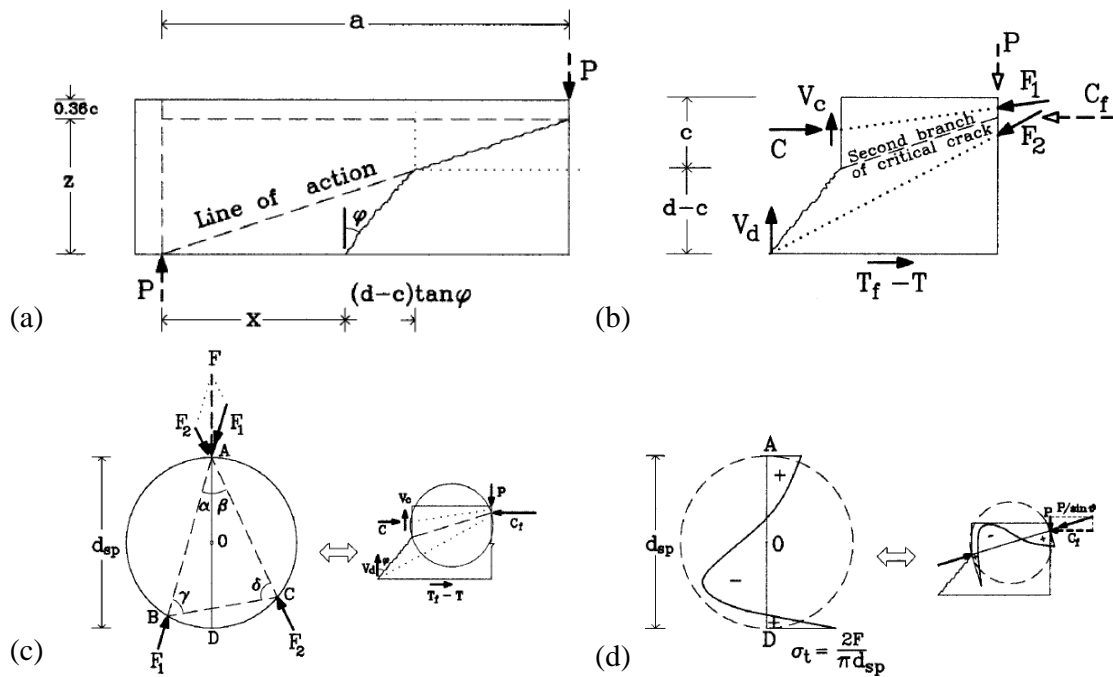
, dok je položaj kritične prsline određen na mestu u kome se vrh primarnog dela prsline nalazi na liniji sekundarnog dela kritične prsline, koja se za gredu napregnutu savijanjem bez normalne sile poklapa sa linijom koja spaja oslonac sa mestom delovanja koncentrisane sile (Slika 3-17 a):

$$\frac{x}{d} = \left(1 - \frac{c}{d}\right) \left(\frac{a/d}{1 - 0,36c/d} - \tan \varphi\right) \quad (3-43)$$

Postavljanjem uslova ravnoteže dela grede, uslov loma je određen kao napon zatezanja cepanjem, aproksimacijom grede na delu sekundarne prsline sa cilindrom na koji deluju dva para uravnoteženih sila. U konačnoj formi, nominalni napon smicanja pri kome se formira druga grana kritične prsline je opisan u zavisnosti od visine pritisnute zone betona,  $c$ , statičke visine podužne zategnute armature,  $d$ , i čvrstoće na zatezanje betona cepanjem,  $f_{ct}$ :

$$v_u = \frac{V_u}{bd} = \left(\frac{c}{d}\right) f_{ct} \quad (3-44)$$

Takođe, efekat veličine na nosivost pri smicanju grede se svodi na efekat veličine na čvrstoću na zatezanje betona cepanjem u obliku  $(1,2 - 0,2(a/d))$ .



Slika 3-17: Geometrija kritične dijagonalne prsline (a); presečne sile na konturi sekundarnog dela kritične prsline; (c) opterećenje i (d) dijagram normalnih napona duž prečnika zamenjujućeg diska (Zararis & Papadakis 2001)

U kasnijim radovima (Zararis et al. 2006; Zararis & Zararis 2009), izraz je dopunjen i uticajem normalne sile i pritisnute flanše grede T-preseka, uz korekciju računске širine pritisnutog pojasa grede. U konačnoj formi se može napisati u obliku:

$$V_{cr} = \left(1.2 - 0.2 \frac{a}{d}\right) \frac{c}{d} f_{ct} b_{ef} d \quad (3-45)$$

Efektivna smičuća širina pritisnute flanše grede T-preseka,  $b_{ef}$ , se nalazi iz izraza:

$$b_{ef} = b_w \left[ 1 + 0,5 \frac{h_f}{d} \left( \frac{b_f}{b_w} - 1 \right) / \frac{c}{d} \right] \quad (3-46)$$

, gde su,  $h_f$  i  $b_f$ , visina i širina pritisnute flanše, dok je,  $c$ , visina pritisnute zone betona:

$$\left( \frac{c}{d} \right) + \left[ 1,5 \frac{h_f}{d} \left( \frac{b}{b_w} - 1 \right) + 600 \frac{\rho + \rho'}{f'_c} \right] \cdot \frac{c}{d} - 600 \frac{\rho + \rho'(d'/d)}{f'_c} = 0 \quad (3-47)$$

, gde su,  $\rho$  i  $d$ , odnosno,  $\rho'$  i  $d'$ , koeficient armiranja i statička visina podužne zategnute i pritisnute armature, respektivno. Postupak određivanja granične nosivosti na smicanje



greda sa uzengijama se može naći u (Zararis 2003), dok je potrebno napomenuti i odlično slaganje modela sa rezultatima eksperimentalnih ispitivanja greda sa promenljivom visinom poprečnog preseka (Nghiep 2011).

### 3.3.4.3 Zink

Zink (Zink 2000) je predložio model za određivanje nosivosti na smicanje greda bez uzengija prema kome se smicanje u najvećoj meri prenosi kroz pritisnutu zonu betona. Kapacitet nosivosti pritisnute zone betona grede, pod pretpostavkom da je raspodela napona smicanja parabolična (Slika 3-18), određuje se iz izraza:

$$V_0 = \iint \tau_{xz}(z) dy dz = \frac{2}{3} f_{ct} b_w k_x \quad (3-48)$$

, gde je  $f_{ct}$  čvrstoća betona na zatezanje, a  $k_x$  visina pritisnute zone betona koja zavisi od količine podužne zategnute armature,  $\rho_l$ , i odnosa modula elastičnosti armature i betona,  $n$ :

$$f_{ct} = 2.12 \ln \left( 1 + \frac{f'_c}{10 \text{MPa}} \right) \quad (3-49)$$

$$k_x = \frac{2d}{1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\rho_l n}}} = \left[ \sqrt{(\rho_l n)^2 + 2\rho_l n} - \rho_l n \right] d \quad (3-50)$$

$$\approx 0.78 \cdot \sqrt[3]{\rho_l n} \cdot d$$

Ovako određena nosivost betonske grede bez uzengija predstavlja donju granicu rešenja, čija konzervativnost se povećava sa smanjenjem visine poprečnog preseka grede, tako da je za grede manjeg poprečnog preseka potrebno uvesti i ostale mehanizme prenošenja napona smicanja kroz gredu isprskalu usled savijanja. Za najbitniji dodatni mehanizam Zink je označio prenošenje napona zatezanja kroz prslinu male širine, čiji uticaj je određen na osnovu Hillerborg-ovog modela mehanike loma. Promena napona smicanja duž smičuće prsline je prikazana na slici (Slika 3-18). Uvođenjem napona smicanja duž smičuće prsline na dužini koja odgovara  $0,3 \div 0,5$  Hillerborgove kritične dužine, efekat visine grede je automatski uzet u proračun. Prema Hillerborgu, kritična dužina se određuje iz izraza:

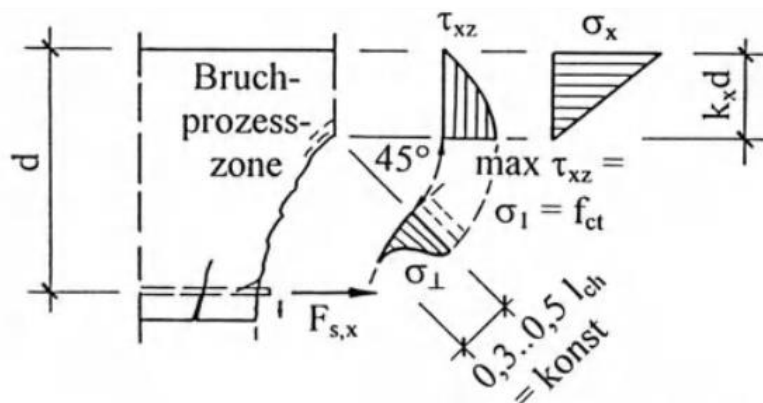
$$l_{ch} = \frac{E_c G_f}{f_{ct}^2} \quad (3-51)$$

, gde je  $G_f$  energija loma potrebna za otvaranje prsline. Za vrednost energije loma Zink je usvojio izraz:

$$G_f = \begin{cases} 30.7 f_{ct} & ; f_c' \leq 80 \text{MPa} \\ 143 & ; f_c' > 80 \text{MPa} \end{cases} \quad (3-52)$$

Za konačni izraz za određivanje smičuće nosivosti grede bez uzengija je predložena formulacija koja osim nosivosti na smicanje pritisnute zone betona sadrži i efekat veličine grede i efekat smičućeg raspona, koji su određeni na osnovu rezultata eksperimentalnih istraživanja:

$$V_{sr} = V_0 \left( \frac{4d}{a} \right)^{1/4} \left( \frac{5l_{ch}}{d} \right)^{1/4} \quad (3-53)$$

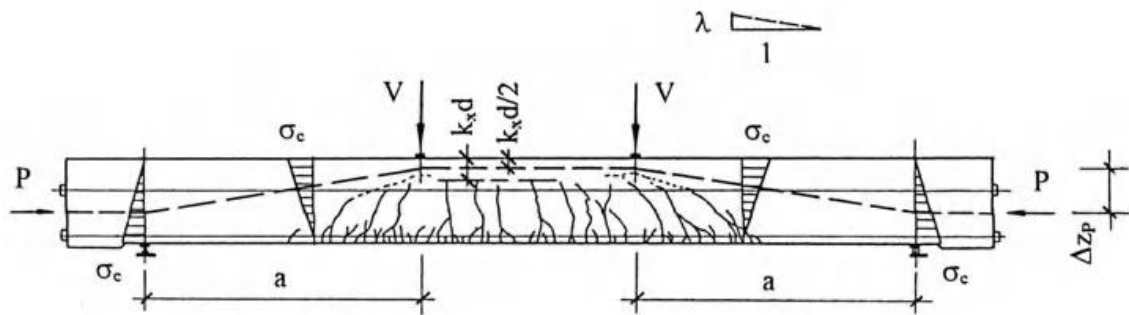


Slika 3-18: Preraspodela napona smicanja na kritičnoj prslini (Zink 1998)

Prema autorima, proračun smičuće nosivosti prethodno napregnutih greda na osnovu naponskog stanja u preseku nije adekvatan, jer u velikom broju slučajeva grede poseduju nosivost i nakon pojave smičuće prsline. Ovo svojstvo je objašnjeno postojanjem alternativnog mehanizma prenošenja napona smicanja u formi rešetke, čiji kapacitet zavisi geometrije nosača i nivoa prethodnog naprezanja. Za prethodno napregnute grede, Zink (Zink 1998) je predložio izraz u obliku:

$$V_{sr} = V_0 \left( \frac{4d}{a} \right) \left( \frac{2l_{ch}}{d} \right)^{1/4} + \lambda P \quad (3-54)$$

, gde je  $V_0$  određen kao i kod grede koje nije prethodno napregnuta, dok je uticaj sile prethodnog naprezanja na graničnu nosivost na smicanje uveden preko modela rešetke (Slika 3-19),  $\lambda = \Delta z_p/a$ , što je u skladu sa principima datim u MC90. Predložene formulacije opisuju srednju vrednost nosivosti na smicanje greda bez uzengija, tako da ih je potrebno pomnožiti sa faktorom 0,84 u slučaju klasično armiranih greda, odnosno faktorom 0,89 u slučaju prethodno napregnutih greda kako bi se dobila vrednost koja odgovara 5% fraktilu razmatranih rezultata eksperimentalnih ispitivanja.



Slika 3-19: Model rešetke u prethodno napregnutoj gredi (Zink 1998)

Razlika između izraza (3-53) i prvog člana u izrazu (3-54) je posledica međusobne interakcije grednog mehanizma i mehanizma rešetke, odnosno uticaja koji kosa prslina ima na pritisnutu dijagonalu rešetke. Prema autorima (Keller et al. 2002) nosivost prethodno napregnute grede nije moguće odrediti kao prosti zbir nosivosti klasično armirane grede i doprinosa nosivosti sile prednaprezanja, što je najčešće usvojena formulacija u propisima. Prema autorima, adekvatni rezultati za grede sa umerenim smičućim rasponom,  $a/d=3\div 5$ , se dobijaju kada se za prvi član usvoji umanjena nosivost (u iznosu od 30%) klasično armirane grede. U slučaju većeg smičućeg raspona, doprinos modela rešetke je zanemarljiv.

Baveći se dalje kapacitetom nosivosti nakon pojave kritične kose prsline u prethodno napregnutim gredama (Keller 2004), predložen je izraz u kome je prvi član jednak nosivosti klasično armirane grede, dok je drugi član, koji odgovara nosivosti rešetke, određen u zavisnosti od odnosa momenta pri pojavi prsline i graničnog momenta savijanja u preseku sa najvećim momentima:

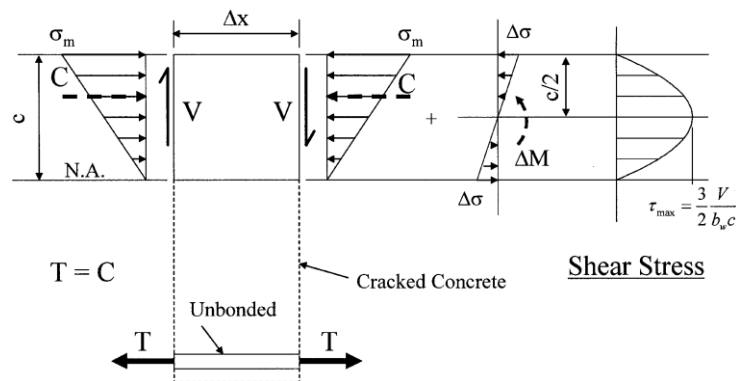
$$V_{sp} = \frac{\min(D_{max}, Z_{max}) \cdot z}{a} \cdot k \left( \frac{M_{cr}}{M_u} \right) \quad (3-55)$$

### 3.3.4.4 Tureyen an f Frosh

Još jedan model određivanja nosivosti grede bez uzengija koji se zasniva na prenosu napona smicanja kroz pritisnutu zonu betona su predložili Tureyen i Frosch (Tureyen & Frosch 2003). Polazeći od razlike u nosivosti na smicanje greda armiranih čeličnom i FRP armaturom, odnosno činjenice da je i položaj neutralne linije i nosivost na smicanje greda slična u slučaju jednake krutosti na zatezanje podužne armature, pretpostavljeno je da je visina pritisnute zone betona osnovni parametar koji određuje nosivost na smicanje grede bez uzengija. Prema naponskom stanju u poprečnom preseku na mestu prethodno formirane prsline usled savijanja (Slika 3-20), položaj maksimalnih napona smicanja se nalazi na polovini visine pritisnute zone, gde su normalni naponi pritiska jednaki  $\sigma_{max}/2$ . Predpostavljajući da do loma grede bez uzengija dolazi kada glavni naponi zatezanja u pritisnutoj zoni betona dostignu vrednost čvrstoće betona na zatezanje,  $f_t$ , nosivost pritisnute zone betona grede pravougaonog poprečnog preseka se određuje iz izraza:

$$V_c = \frac{2}{3} b_w \cdot c \sqrt{f_t^2 + f_t \cdot \frac{\sigma_m}{2}} \quad (3-56)$$

, gde je,  $\sigma_m$ , maksimalni napon pritiska u kritičnom poprečnom preseku, dok je,  $f_t = 0.5\sqrt{f_c'}$ , čvrstoća betona na zatezanje. Međutim, s obzirom na nesigurnost određivanja kritičnog preseka i odgovarajućih presečnih sila, a samim tim i maksimalnog napona pritiska, predloženo je da se naponi pritiska odrede za moment savijanja u preseku sa prsline, koji odgovara momentu pojave prsline. Za nosivost betona na zatezanje pri savijanju je usvojena vrednost od  $0.62\sqrt{f_c'}$ .



Slika 3-20: Naponsko stanje dela grede oivičenog prsline (Tureyen & Frosch 2003)

U cilju uprošćenja postupka proračuna, nakon parametarske analize predloženog rešenja i poređenja sa eksperimentalnim rezultatima, predložen je jednostavniji izraz u obliku:

$$V_{Rm} = 0,415 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot c \quad (3-57)$$

, gde je  $c$  visina pritisnute zone betona koja se nalazi iz izraza:

$$c = \left[ \sqrt{2\rho_l n + (\rho_l n)^2} - \rho_l n \right] d \quad (3-58)$$

Direktna primena predloženog rešenja na gredama T-preseka nije moguća (Tureyen et al. 2006), tako da su predloženi izrazi sa modifikovanom površinom pritisnute zone u obliku:

$$V_c = 0,415 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot \left( b_f \cdot c \cdot \sqrt{b_w/b_f} \right) , c \leq t \quad (3-59)$$

$$V_c = 0,415 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot \left( b_f \cdot t \cdot \sqrt{b_w/b_f} + b_w(c - t) \right) , c \geq t \quad (3-60)$$

, gde su,  $b_f$  i  $t$ , širina i visina flanše. Predloženi postupak proračuna zadovoljavajuće procenjuje nosivost greda određenih eksperimentalno za sve varirane parametre, izuzev veličine smičućeg raspona. Za manje smičuće raspone, sve do vrednosti  $a/d$  jednake 5, primetna je veća konzervativnost predloženog rešenja, što je protumačeno većim uticajem lučnog mehanizma u gredama T poprečnog preseka.

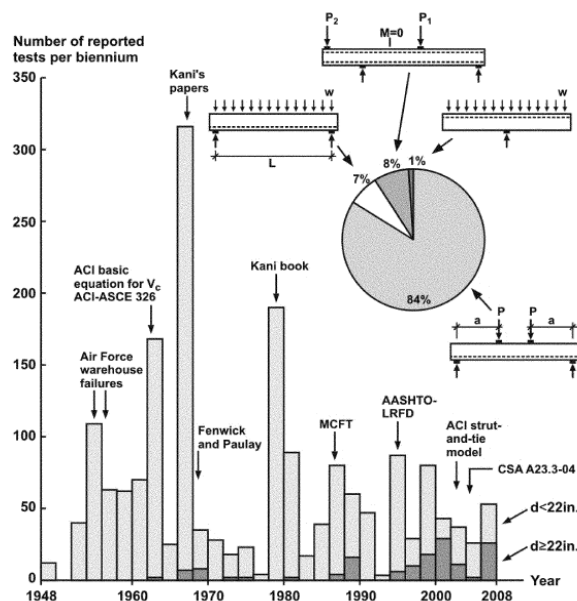
### 3.3.5 Modeli mehanike loma

Modeli koji rešenje izvode iz osnovnih principa mehanike loma stoje na stanovištu da do loma dolazi propagacijom kritične prsline u pritisnutoj zoni grede (Gustafsson & Hillerborg 1988), pri čemu se u razmatranje uzima lokalna koncentracija napona zatezanja na vrhu prethodno formirane prsline, odnosno energija potrebna za njenu propagaciju (ACI Committee 446 1989). Drugaćiji pristup na osnovu mehanike loma je predložio Gastebled (Gastebled & May 2001), razmatrajući propagaciju prsline duž podužne zategnute armature. Međutim i pored zadovoljavajuće tačnosti rešenja i predstavljanja logičnog objašnjenja efekta veličine, modeli koji su izvedeni iz principa mehanike loma nemaju za rezultat jednostavna i primenljiva analitička rešenja, odnosno predložena rešenja su kalibrisana na osnovu baze eksperimentalnih podataka (Bažant &

Yu 2005). Primena principa mehanike loma se danas najviše upotrebljava u kombinaciji sa metodom konačnih elemenata.

### 3.4 OSTALI UTICAJI

Uvidom u bilo koje od predloženih rešenja za određivanje nosivosti greda bez uzengija, kapacitet je određen u zavisnosti od sledećih parametara: čvrstoće betona na zatezanje izražene preko čvrstoće na pritisak,  $f_c$ ; količine podužne zategnute armature uobičajeno izražene preko procenta armiranja,  $\rho_l = A_s/b_w d$ ; momenta savijanja u razmatranom poprečnom preseku uobičajeno izraženog preko smičućeg raspona,  $a/d$ ; efekta veličine izraženog preko statičke visine preseka,  $d$ ; i vrednosti aksijalne sile. Međutim, iako su rešenja međusobno saglasna o tendenciji koju svaki od parametara ima na graničnu nosivost, njihov uticaj se razlikuje u svakom od rešenja. Takođe, bitno je naglasiti da je ocena tačnosti praktično svih rešenja vršena poređenjem sa bazom rezultata eksperimentalnih ispitivanja greda koje su po pravilu bile statičkog sistema proste grede (92%), opterećene jednom ili dve koncentrisane sile (84%), pravougaonog poprečnog preseka (88%), sa visinom poprečnog preseka koja ne prelazi visinu od 50 cm (85%), (Slika 3-21). Može se reći da najveći broj predloženih rešenja u cilju uopštenosti ne razmatraju dodatne efekte, što je ocenjeno da je na strani sigurnosti. Pregled nekih od dodatnih efekata je prikazan u nastavku.



Slika 3-21: Pregled obavljenih eksperimentalnih ispitivanja (Collins et al. 2008)

### 3.4.1 Uticaj raspodele opterećenja

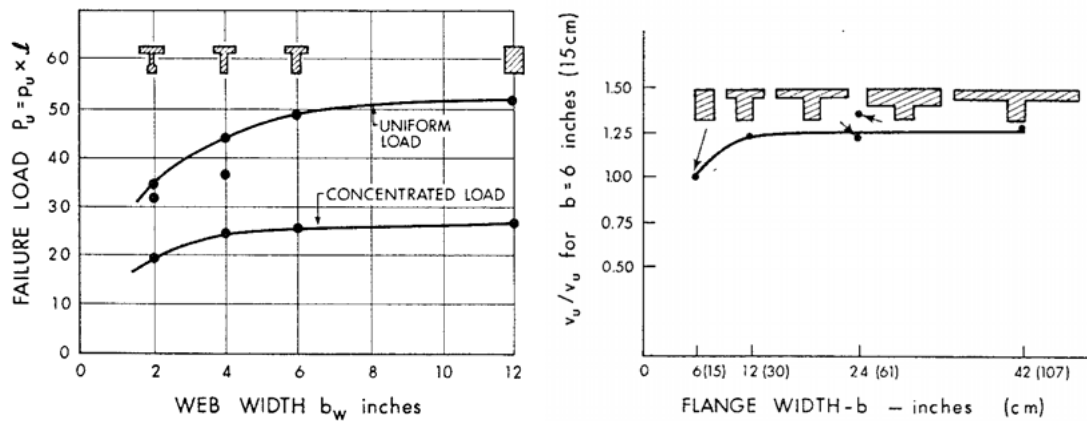
Najveći broj eksperimentalnih postavki sa ciljem određivanja nosivosti na smicanje greda se sastoji u ispitivanju na statičkom sistemu proste grede, opterećene sa jednom ili dve koncentrisane sile, dok su ispitivanja nosivosti grede pri dejstvu jednakoraspodeljenog opterećenja vrlo retka u literaturi. Na primer, u bazi podataka (NCHRP Report 549 2005) od 1268 greda, samo 88 je opterećeno jednakoraspodeljenim opterećenjem. Razlog odstupanja eksperimentalnih postavki od uobičajenog opterećenja u realnim konstrukcijama leži u činjenici da je izvođenje eksperimenta sa koncentrisanim silama neuporedivo jednostavnije, kao i da daje rezultate koji su na strani sigurnosti, dok je u isto vreme odgovor grede suštinski nepromenjen. Prema dostupnim eksperimentalnim ispitivanjima, smičuća nosivost grede pri dejstvu jednakoraspodeljenog opterećenja je veća do 20%.

Razlika u graničnoj nosivosti grede napregnute koncentrisanim silama i jednakopodeljenim opterećenjem se najčešće objašnjava položajem kritičnog preseka. Tako na primer, uticaj eksperimentalno određenog smičućeg raspona na graničnu nosivost grede koji figuriše u pojedinim izrazima, u slučaju jednakoraspodeljenog opterećenjem je potrebno zameniti odnosom momenta savijanja i transverzalne sile u najopterećenijem preseku. Prema Kani-ju (Kani 1979), usvajanje smičućeg raspona jednakog  $a/d=4$  je zadovoljavajuće tačna pretpostavka koja eliminiše potrebu za određivanjem kontrolnog, kritičnog poprečnog preseka i koji se najčešće usvaja na rastojanju  $d$  od oslonca. Prema (Khuntia & Stojadinovic 2001; Muttoni & Ruiz 2008) kritični presek za grede opterećene jednakoraspodeljenim opterećenjem se nalazi na rastojanju od približno 0,15 raspona grede.

### 3.4.2 Oblik poprečnog preseka grede

Prema praktično svim važećim propisima, za proračunsku širinu rebra se usvaja najmanja širina poprečnog preseka u zategnutoj zoni (prEN 1992-1-1 2004). Ovakav stav proističe iz činjenice da je najveći broj eksperimenata izveden na gredama pravougaonog poprečnog preseka, a da je zanemarivanje uticaja promenljive širine poprečnog preseka i pritisnute flanše na strani sigurnosti. Prema predlogu (Regan 2000) uticaj promenljive širine poprečnog preseka bi mogao da se uzme u obzir preko

računske vrednosti širine koje je jednaka  $b_w = 2/3b_{min} + 1/3b_{max}$ . Konzervativnost stava o minimalnoj širini rebra je posebno izražena u slučaju T-preseka (Slika 3-22). Ovakav odgovor greda T-preseka se može objasniti povećanjem nosivosti sekundarnog mehanizma sa direktnim pritisnutim pojasom u odnosu na primarni gredni mehanizam za veće smičuće raspone, što bi se analitički moglo uzeti u proračun preko smanjenja smičućeg raspona, ili preko povećanja nosivosti na smicanje pritisnute zone betona. Modeli koji za osnovni mehanizam prenošenja napona smicanja kroz gredu bez uzengija usvajaju pritisnuti pojas (Zararis et al. 2006; Tureyen et al. 2006), u proračun uvode efektivnu širinu poprečnog preseka.



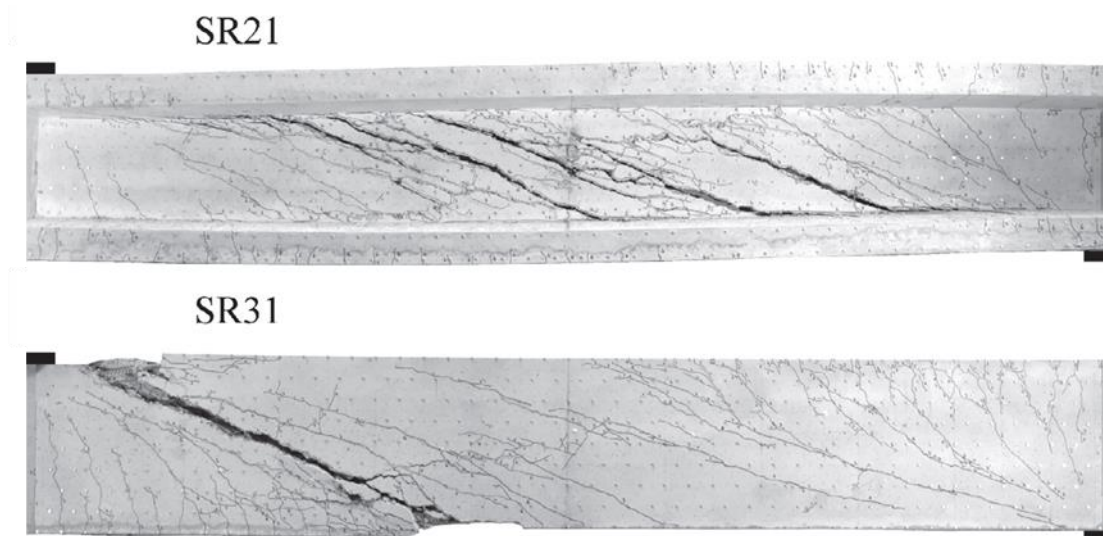
Slika 3-22: (a) efekat širine rebra I (b) efekat širine flanše na nosivost pri smicanju (ASCE-ACI Committee 426 1973)

### 3.4.3 Nosivost nakon formiranja kritične smičuće prsline

Formiranjem kritične dijagonalne prsline dolazi do preraspodele napona u preseku: u pritisnutom pojasu se povećavaju naponi pritiska i smicanja, a u armaturi naponi zatezanja i naponi smicanja na prslini usled klizanja. Ukoliko preraspodela ne dovede do novog ravnotežnog stanja, do loma grede dolazi istovremeno sa formiranjem dijagonalne smičuće prsline. S obzirom da u prošlosti nije postojao opšte prihvaćen stav o razlozima i mogućnosti uspostavljanja sekundarnog mehanizma prenošenja transverzalne sile, kao i nepoznavanje uticaja dugotrajnosti opterećenja na nosivost grede sa formiranom smičućom prslinom, praktično svi propisi za graničnu nosivost grede bez uzengija usvajaju eksperimentalno određenu vrednost sile pri formiranju dijagonalne smičuće prsline.



Za kraće smičuće raspone, propisi novije generacije dopuštaju da se granična nosivost sračuna i modelom rešetke, prema kome se transversalna sila prenosi direktnim pritisnutim pojasom koji spaja mesto delovanja koncentrisane sile i oslonac. Uticaj direktnog prenošenja transversalne sile na graničnu nosivost grede pravougaonog poprečnog preseka je primetan do smičućeg raspona  $a/d=4.5$ , sa izraženim uticajem do smičućeg raspona od 2.5 za krajnji oslonac grede i 3,0 za unutrašnji oslonac kontinualnog nosača, pri čemu je u propisima usvojena vrednost od 2,5. U slučaju grede sa flanšama, uticaj sekundarnog mehanizma raste. Efekat flanši na graničnu nosivost i preraspodelu glavnih napona u gredi je očljiiv i u ispitivanju prethodno napregnutih grede sa minimalnim procentom armiranja uzengijama (Rupf et al. 2013). Nakon analize rezultata je zaključeno da se u delu grede bliskom dejstvu koncentrisane sile najveći deo napona smicanja prenosi kroz pritisnuta flanšu, odnosno da pritisnuta flanša formira stabilan plitki luk koji kritični presek pomera u polje smičućeg raspona (Slika 3-23).



Slika 3-23: Slika prslina nakon loma grede I (a) i pravougaonog poprečnog preseka (b) (Rupf et al. 2013)

### 3.5 UTICAJ NORMALNE SILE USLED PRETHODNOG NAPREZANJA

Sa povećanjem normalnih napona pritiska usled prethodnog napreznja se povećava i transversalna sila pri kojoj dolazi do nastanka smičuće prslina. Prva grupa rešenja

objašnjava ovo povećanje polazeći od rešenja koje se zasniva na nepregnapregnutim gredama, uvodeći koeficiente koji zavise od momenta dekompresije.

$$V_{sr} = c_p V_{sr}(P = 0) = V_{sr}(P = 0)(1 + cM_0/M_u) \quad (3-61)$$

Druga grupa rešenja objašnjavaj ovo povećanje polazeći od pretpostavke da je ukupna nosivost prednapregnute grede jednaka zbiru nosivosti nepregnapregnute grede i opterećenja koje odgovara dekompresiji poprečnog preseka usled normalne sile pritiska. Najveći broj rešenja u propisima je usvojio ovakvu formulaciju.

$$\frac{V(P)}{b_w d} = \frac{V(P = 0)}{b_w d} + c \frac{P}{A_c} \quad (3-62)$$

Izuzetak nisu ni evropski propisi (prEN 1992-1-1 2004), u kojima se uticaj prethodnog naprezanja uzima kroz drugi član izraza. Međutim, ono što u propisima nije naglašeno, umanjeње računске vrednosti napona smicanja pri dejstvu normalne sile bi trebalo uzeti u proračun jedino ukoliko momenti savijanja usled spoljnog opterećenja deluju u suprotnom smeru u odnosu na momente savijanja usled prethodnog naprezanja (European Concrete Platform ASBL 2008).

### 3.6 SPOJ BETONA UGRAĐENIH U RAZLIČITO VREME

Postojanje vertikalnih napona smicanja u poprečnom preseku kompozitne grede podrazumeva postojanje napona smicanja i u horizontalnom pravcu. Prema teoriji elastičnosti, horizontalni naponi smicanja su jednaki vertikalnim naponima smicanja u bilo kojoj tački. S obzirom da spoj prefabrikovanog elementa i naknadno izvedenog topinga predstavlja potencijalno loše mesto (ravan loma), neophodno je ograničiti vrednost napona smicanja u ovoj ravni. U uobičajenim situacijama poput prekida betoniranja na spoju grede i ploče ili spoja prefabrikovane grede i ploče, uzengije sračunate za transverzalnu silu prolaze kroz ravan spoja i dovoljne su za prihvatanje i horizontalnih napona smicanja. Međutim, u slučaju ošupljenih ploča ne postoji mogućnost ugrađivanja vertikalne armature, tako da kapacitet nosivosti spoja betona ugrađenih u različito vreme zavisi isključivo od prijanjanja betona. Projektna vrednost ovih napona se određuje u zavisnosti od hrapavosti gornje površine ošupljene ploče, čija

klasifikacija je vizuelno kvalifikovan. Jedini izuzetak je Model propisa (CEB-FIP Model Code 2010) u kome je uvedena i kvantitativna klasifikacija.

Za proračun horizontalnih napona smicanja na spoju betona ugrađenih u različito vreme postoji nekoliko metoda proračuna: klasični metod, metod prosečne i metod maksimalne transverzalne sile. Kada se greda nalazi u elastičnom, neisprskalom stanju, horizontalni naponi smicanja se određuju iz izraza:

$$v_h = \frac{VQ}{Ib_v} \quad (3-63)$$

Gde su:  $V$  – transverzalna sila smicanja;  $Q$  – statički moment površine iznad preseka u kome se određuju horizontalni naponi smicanja;  $I$  – moment inercije celokupnog kompozitnog poprečnog preseka;  $b_v$  – širina poprečnog preseka. U slučaju da je presek isprskao usled savijanja, horizontalne napone smicanja je moguće sračunati upotrebom istog izraza, sa vrednostima  $I$  i  $Q$  sračunatim u preseku sa prslinom (Loov & Patnaik 1994). Međutim, iako se ovaj izraz najčešće koristi kao osnova poređenja rezultata ispitivanja, u propisima su zastupljeni izrazi za koje se smatra da više odgovaraju isprskanim presecima.

Jedan od postupaka određivanja napona smicanja u propisima (ACI Committee 318 2005) se zasnivaju na modelu ravnoteže ukupne sile pritiska ili zatezanja na nekoj dužini grede (gde se za računsku dužinu usvaja smičući raspon). Na ovaj način kontrola horizontalnih napona smicanja se sprovodi u odnosu na srednju vrednost transverzalne sile na posmatranoj dužini:

$$v_h = \frac{C}{b_v l_v} \quad (3-64)$$

, gde su  $C$  – ukupna sila pritiska u naknadno izvedenom sloju betona;  $l_v$  – razmatrana dužina.

Drugi postupak prisutan u propisima (ACI Committee 318 2005; prEN 1992-1-1 2004) se zasniva na modelu ravnoteže razmatranog poprečnog preseka, tako da se kontrola horizontalnih napona smicanja u određenom preseku sprovodi za odgovarajuću vrednost

transverzalne sile. Ovakav postupak je preporučan i u priručniku za proračun ošupljenih ploča (Buettner & Becker 1985).

$$v_h = \frac{V}{b_v d} \quad (3-65)$$

Počev od šezdesetih godina prošlog veka, veliki broj naučnika se bavio određivanjem nosivosti na smicanje betona u ravni. Pregled najznačajnijih studija i predloženih izraza se može naći u (Santos & Júlio 2013). Nosivost na smicanje na spoju betona ugrađenih u različito vreme zavisi od velikog broja parametara: hrapavosti spoja, čistoće površine (prisustva prašine, cementnog mleka, slobodne vode), čvrstoće sekundarnog betona, nagiba sile smicanja i količine armature koja prolazi kroz spoj. Uticaj pojedinih parametara je različit za različite mehanizme koji određuju graničnu nosivost spoja, a opšte prihvaćeni mehanizmi su: atheziona i mehaničko prijanjanje, trenje usled normalnih napona u spoju (kao posledica spoljašnjeg opterećenja ili armature koja prolazi kroz spoj) i moždaničko dejstvo armature. U slučaju spoja ošupljene ploče i topinga postoji samo athezionono i mehaničko prijanjanje, tako da je potrebno dodati i uticaj poroznosti i vlažnosti primarnog betona, karakteristike naknadno ugrađenog svežeg betona, kao i diferencijalnog skupljanja betona ugrađenih u različito vreme. Međutim, izuzimajući hrapavost i čistoću površine kao osnovne parametre mehaničkog i athezionog prijanjanja, za ostale parametre se ne može sa sigurnošću odrediti uticaj, pa čak ni koji efekat imaju na krajnju nosivost (Santos & Júlio 2013; Júlio et al. 2004).

Prva ispitivanja kapaciteta smičuće nosivosti spoja kompozitnih greda su obavljena 50-tih godina prethodnog veka, pri čemu je potrebno spomenuti ispitivanje i predložen izraz za određivanje nosivosti armiranih spojeva (Birkeland & Birkeland 1966) koji je u upotrebi u praktično svim propisima. Međutim, mali broj ispitivanja je obavljen na nearmiranim spojevima i to najčešće kao kontrolna ispitivanja kako bi se utvrdio kapacitet pojedinih mehanizama koji učestvuju u prenošenju napona smicanja armiranih spojeva. Neka od ispitivanja se mogu naći u radovima (Loov & Patnaik 1994; Patnaik 1999; Gohnert 2003; Kovach & Naito 2008; Adawi et al. 2015; Djazmati & Pincheira 2004). Takođe, eksperimentalna ispitivanja nosivosti na savijanje ili smicanje ošupljenih ploča sa kompozitnim topingom su prikazana u nekoliko radova (Scott 1973; Ueda & Stitmannathum 1991; Girhammar & Pajari 2008). Zanimljivo je napomenuti da

ni u jednoj od ovih ispitivanja koja su za cilj imala određivanje uticaja topinga na nosivost kompozitne ploče, do loma kompozitnog preseka nije došlo usled otkazivanja veze prijanjanja.

Jedino eksperimentalno istraživanje koje je za cilj imalo određivanje nosivosti veze prijanjanja ošupljenih ploča i topinga u zavisnosti od načina na koji je formirana gornja površina ošupljene ploče je dato u radu (Mones & Breña 2013). Ispitivanje je izvršeno standardizovanim "push-off" testom, sa čvrstoćom na pritisak betona topinga od  $28 \div 35$  MPa, i ošupljenih ploča od  $48 \div 67$  MPa, što odgovara uobičajenim projektnim vrednostima. Ispitane su različite, standardno obrađene ošupljene ploče: bez naknadne obrade, naknadno peskarene, podužno ili poprečno ohrapavljena standardizovanim četkama pri proizvodnji i podužno "izgrebane". Prema rezultatima ispitivanja najmanji napon smicanja je zabeležen na pločama bez naknadne obrade, čija srednja vrednost je bila 1.1 MPa, sa najnižom vrednošću koja je zabeležena u slučaju ploče proizvedene kliznom oplatom u vrednosti od 0.9 MPa. Eksperimentalno izmereni naponi smicanja na pločama ohrapavljenim standardizovanim četkama su se kretali u opsegu  $1.3 \div 1.7$  MPa u slučaju ploča proizvedenih klizanjem oplata, odnosno u opsegu 1.5-2.1 MPa u slučaju ekstrudiranih ploča. Potrebno je spomenuti i da za napone smicanja do 0,6 MPa (propisana čvrstoća na smicanje ispitane hrapavosti) praktično nisu registrovana pomeranja klizanja na spoju betona ugrađenih u različito vreme bez obzira na hrapavost površine.

Pod pretpostavkom dobrog prijanjanja, koje podrazumeva očišćenu i ohrapavljenu površinu primarnog betona uz negu naknadno ugrađenog betona, srednja vrednost nosivosti na smicanje za hrapavu površinu primarnog betona iznosi  $1.5 \div 2.5$  MPa, dok za veoma hrapavu površinu iznosi  $2.5 \div 3.5$  MPa, što odgovara vrednostima koje su 3÷5 puta veće od propisanih (CEB-FIP Model Code 2010). Mogući razlog niskih propisanih vrednosti, koje su za hrapavu površinu oko vrednosti od 0.5 MPa, je univerzalnost izraza koji se koriste za određivanje nosivosti na smicanje i armiranih i nearmiranih spojeva, u kojima je izražen doprinos mehaničkog prijanjanja na graničnu nosivost nakon pojave klizanja. U tabeli (Tabela 3-1) je dat pregled karakterističnih projektnih vrednosti napona smicanja dat u propisima i prema predlozima istraživača (Loov & Patnaik 1994; Gohnert 2003; Santos & Júlio 2013; Mohamad et al. 2015). Direkno

poređenje nije u potpunosti moguće zbog razlike u kvalitativnom opisu hrapavosti, kao i izboru parametara od kojih zavisi granična nosivost, ali je uočljiva konzervativnost propisa reda veličine 2.

*Tabela 3-1: Pregled čvrstoće pri smicanju na spoju betona ugrađenih u različito vreme prema propisima i na osnovu eksperimentalnih istraživanja*

propis/autor	tekstura površine primarnog betona	koeficijent kohezije, c [MPa]
ACI 318	namerno ohrapavljena	0.55
	namerno ohrapavljena, sa amplitudom od 6.4 mm	1.79
Eurocode 2	veoma glatka	0.38
	glatka (kliznom oplatom ili ekstrudiranjem)	0.53
	hrapava sa neravninama od najmanje 3 mm	0.68
Model Code 2010	veoma glatka, $R_t < 1.5$ mm	0.3
	hrapava, $R_t \geq 1.5$ mm	0.6
Loov	hrapava, bez naknadne obrade	0.85
Gohnert	$R_z = 1.0$ mm ( $R_t = 0.5$ mm)	0.59
	$R_z = 3.0$ mm ( $R_t = 1.5$ mm)	1
Santos	$R_{vm} = 0.5$ mm	0.96
	$R_{vm} = 1.5$ mm	1.13
Mohamed	ohrapavljeno u poduznom pravcu, $R_a = 0.7$ mm ( $R_{pm} = 4.5$ mm)	1.03
	ohrapavljeno u poprecnom pravcu, $R_a = 1.0$ mm ( $R_{pm} = 5.9$ mm)	1.43
Mones	bez obrade, $R_t = 0.25$ mm	1.24
(ekstrudirane ploče)	ohrapavljeno u poprečnom pravcu, $R_t = 0.8$ mm	2.09
	podužno "izgrebana", $R_t = 0.6$ mm	1.48

### 3.7 ZAKLJUČAK

Do danas je izvedeno na hiljade eksperimentalnih ispitivanja nosivosti greda bez uzengija na smicanje i predloženo na desetine izraza, od kojih većina razmatra samo pojedine mehanizme loma i odgovarajuće moguće mehanizme prenošenja transverzalne sile, ili su nasuprot tome empirijske prirode. Razlozi za ovoliko veliku raznolikost i nakon 100 godina istraživanja najverovatnije leže u činjenici da pojedinačne mehanizme prenošenja transverzalne sile kroz isprskalu gredu nije moguće nezavisno analizirati, niti posmatrati samo neke od njih kao ključne. Sa druge strane, predlozi izvedeni na praktično suprotstavljenim pretpostavkama vrlo tačno predviđaju graničnu nosivost. Ispitivanja novijeg datuma ukazuju i na moguće različit uticaj pojedinog mehanizma u različitim poprečnim presecima po dužini grede, koji su dodatno zavisni od geometrijskih karakteristika grede (oblika poprečnog preseka, količine zategnute armature, pritisne čvrstoće betona), opterećenja ili jednostavno oblika smičuće prsline. Poseban problem u razjašnjenju hijerarhije predstavlja i nemogućnost eksperimentalnog merenja redosleda otkaza pojedinačnih mehanizama usled krtosti i brzine kojom lom nastupa, tako da izgleda kao da do otkaza nekoliko mehanizama dolazi u praktično istom trenutku. Postavlja se pitanje da li je uopšte i potrebno pronalaženje tačnijeg praktičnog analitičkog izraza u odnosu na predložene ili će eventualno tačan postupak proračuna biti rezervisan samo za metodu konačnih elemenata.

## 4 EKSPERIMENTALNI PROGRAM

### 4.1 UVOD

U ovom poglavlju je prikazana eksperimentalna postavka, objašnjen je izbor ispitivanih parametara i data dispozicija mernih instrumenata. Objašnjena je metodologija naknadne obrade podataka i prikazani su rezultati ispitivanja upotrebljenih materijala.

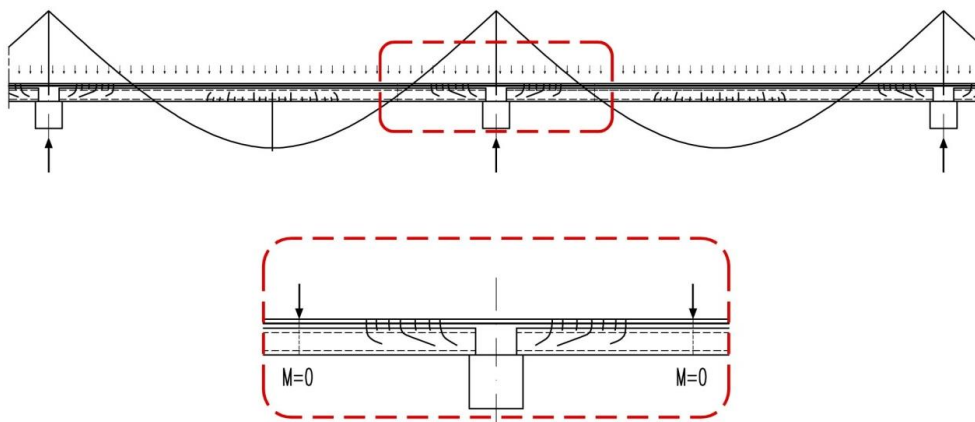
Kontinuitet ošupljenih montažnih ploča se uspostavlja ugrađivanjem armature u naknadno izlivenom betonu, i to: unutar šupljina prefabrikovanog elementa ili u sklopu topinga. S obzirom na neophodnost izlivanja topinga u cilju izravnjanja poda ili u cilju formiranja krute horizontalne ravni, benefita koji donosi povećanjem statičke visine poprečnog preseka, kao i projektnog kriterijuma kontrole horizontalnih napona smicanja na spoju betona ugrađenih u različito vreme, eksperimentalno ispitivanje je usredsređeno na ploče kontinuirane na ovaj način. Međutim, i pored ovakvog sužavanja predmeta istraživanja, potrebno je ukazati na veliki broj promenljivih koje mogu uticati na odgovor kompozitnog kontinualnog sistema:

- Oblik poprečnog preseka ošupljene ploče;
- Uticaj prethodnog naprezanja i njegove vrednosti na nosivost na smicanje;
- Uticaj smičućeg raspona;
- Uticaj razlike u karakteristikama prefabrikovanog i naknadno ugrađenog betona;
- Uticaj hrapavosti površine ošupljene ploče;
- Uticaj geomerija naknadno ugrađenog betona;
- Uticaj popunjavanja šupljina;
- Uticaj načina oslanjanja montažne ploče.



Broj mogućih parametara je dodatno umanjen izborom ošupljene ploče proizvedene kliznom oplatom (slip-forming), sa rebrima konstantne širine. Dodatno, u cilju provere projektnih kriterijuma vezanih za posredno oslonjene montažne elemente, praktično sve eksperimentalne grede su izvedene na način da simuliraju ovakvu vrstu oslanjanja. U cilju povećanja napona odlamanja na ivici rebra, montažni elementi ugrađeni u eksperimentalne uzorke su isecani iz ploča veće starosti, pri čemu su novoisečene bočne strane postavljene ka osloncu u sredini grede. U cilju dostizanja pretpostavljenog loma smicanjem, a na osnovu rezultata eksperimentalnih istraživanja iz literature, u topping je ugrađena količina armature koja obezbeđuje dostizanje loma savijanjem pri dvostrukoј vrednosti nosivosti na smicanje prema predikciji propisa. Varirani parametri eksperimentalnog ispitivanja su:

- Visina ošupljene montažne ploče
- Dužina popunjavanja šupljine sekundarnim betonom;
- Vrednost prethodnog naprezanja;
- Način oslanjanja montažnog elementa.

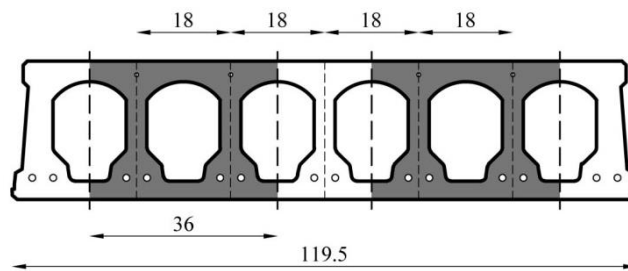


*Slika 4-1 Kontinualizovana ošupljena ploča i model dvostrane konzole*

U cilju sagledavanja naprezanja veze nad osloncima kontinualizovanih prefabrikovanih ploča, u radu je eksperimentalno ispitan deo konstruktivnog sklopa u području negativnih momenata savijanja. Ispitivanje je izvršeno na modelu dvostrane konzole, odnosno, na modelu statičkog sistema proste grede (Slika 4-1). Oslonci proste grede se nalaze na mestu tačaka infleksije momenata savijanja, sa usvojenim rastojanjem jednakim petostrukoј statičkoј visini grede.

## 4.2 OPIS GREDA

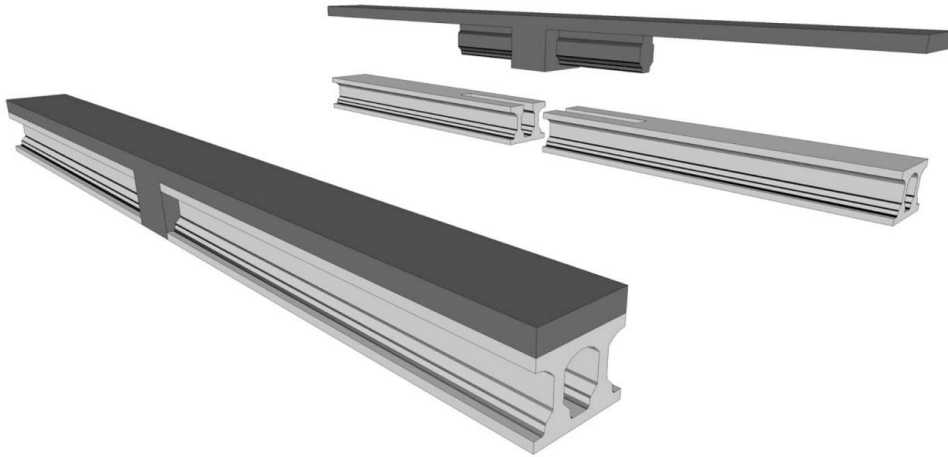
Ispitivanje kontinualizovanih ošupljenih ploča je sprovedeno na reprezentativnim uzorcima širine 36 cm. Montažni elementi kompozitnih eksperimentalnih greda su dobijeni isecanjem iz ošupljenih ploča veće dužine (8 – 12 m). Poprečni presek montažnog elementa je sandučast, sa dva rebra, i dobijen je podužnim isecanjem iz montažnog elementa proizvodne širine 120cm. Zbog specifičnog tehnološkog rešenja sa četiri prednapregnute glatke žice u gornjoj zoni ošupljene ploče, za montažni deo eksperimentalne grede je odabran poprečni presek sa podužnom simetrijom – rebra sadrže užad za prednaprezanje u donjoj zoni i prednapregnutu glatku žicu u gornjoj, (Slika 4-2). Izborom reprezentativne širine umesto izvornog montažnog elementa je omogućen lakši transport i manipulacija uzorcima, upotreba dostupne opreme za ispitivanje i mogućnost osmatranja svih rebara ispitivanog elementa – bez izmene konstruktivnih karakteristika ispitivanog sistema. Primere eksperimentalnih ispitivanja na reprezentativnoj širini je moguće naći u (Elliott et al. 2002; Fellingner 2004).



Slika 4-2 Tipičan poprečni presek prefabrikovane ploče visine 265 mm i poprečni presek uzorka

Gornja flanša montažnih elemenata je dodatno presečena, a monolitizacija je izvršena naknadnim izlivanjem betona topinga i u šupljini montažnog elementa. Dužina popunjavanja kanala je usvojena prema preporukama (FIP Commission on Prefabrication 1988) u minimalnom iznosu jednakom dužini unošenja sile prednaprezanja (650 mm), u gredama sa prefabrikovanim elementom visine 265 mm, dok je za element visine 350 mm dužina popunjavanja šupljine iznosila 800 mm, u cilju postizanja sličnosti sa gredama manje visine. Rastojanje montažnih elemenata na sredini eksperimentalne grede iznosi 30 ili 16 cm, za dispozicije u kojima se ispituje uticaj indirektnog i direktnog oslanjanja. U odnosu na krajnje oslonce eksperimentalne grede, odnosno tačke infleksije kontinualizovane ošupljene ploče, montažni elementi su

prepušteni za  $70 \div 80$  cm, kako bi se obezbedilo unošenje pune sile prethodnog naprezanja na mestu krajnjih oslonaca eksperimentalne grede. Zategnuta armatura je ugrađena u naknadno izvedenom topingu, a u pritisnutoj zoni je ugrađena jedna šipka  $\text{Ø}16$ .

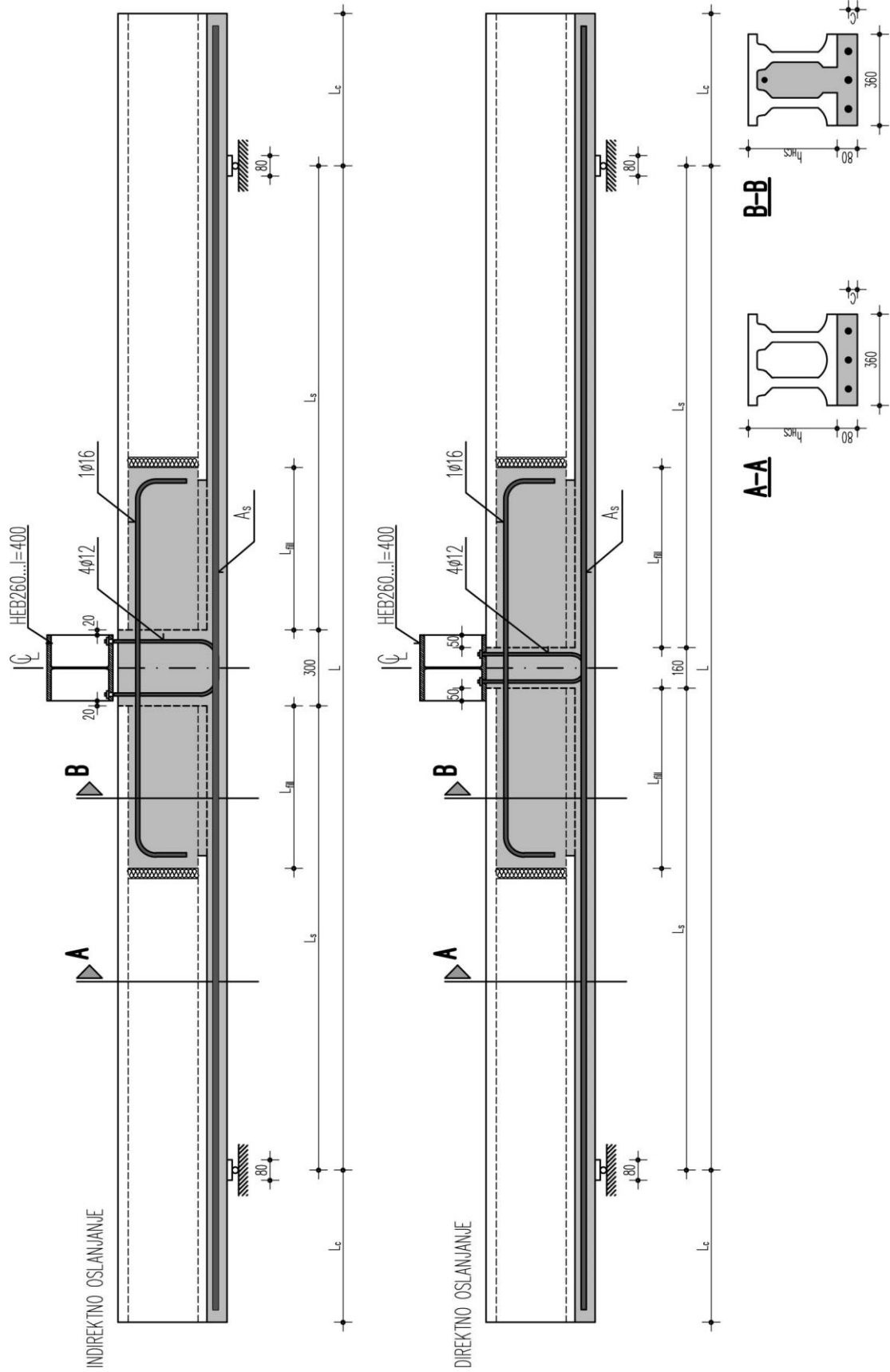


*Slika 4-3 Trodimenzionalni prikaz eksperimentalnih greda – prefabrikovani delovi i naknadno izliven beton*

Osovinsko rastojanje oslonaca iznosi 300 cm za grede H265, odnosno, 400 cm, za grede H350, s izuzetkom greda H350-135/135. Oslanjanja grede na pokretno i nepokretno ležište je izvršeno preko čeličnih ploča širine 10 cm, čiji kontakt sa gredom je ostvaren preko sloja epoksidnog lepka debljine  $\sim 0.5$  cm. Statičko opterećenje je aplicirano na polovini raspona, posredno preko čeličnog profila HEB260, čija veza sa gredom je ostvarena ispuštenom vertikalnom armaturom. Pun kontakt grede i čeličnog profila je ostvaren slojem gipsa debljine 0.5 cm. Trodimenzionalni prikaz eksperimentalne grede je prikazan na slici (Slika 4-3), dok su opšta dispozicija i geometrijske karakteristike prikazani na slici (Slika 4-4), i pratećim tabelama (Tabela 4-1, Tabela 4-2).

*Tabela 4-1 geometrijske karakteristike kompozitnih greda*

oznaka grede	serija	broj uzoraka	oznaka HCS	L [cm]	$L_{\text{fill}}$ [cm]	$L_c$ [cm]	$A_s$ [mm <sup>2</sup> ]
350-135/135	1	2	HCS 350	300	135	80	3Ø22 (1140)
265-135/65	1	2	HCS 265-1	300	65	70	3Ø18 (763)
350-185/80	1	2	HCS 350	400	80	80	3Ø22 (1140)
350D-185/80	2	1	HCS 350	400	80	80	3Ø22 (1140)
265-136/65	2	1	HCS 265-2	300	65	70	3Ø18 (763)
350-185/35	2	1	HCS 350	400	35	80	3Ø22 (1140)
265-135/135	2	1	HCS 265-1	300	135	70	4Ø18 (1018)



Slika 4-4 Geometrija greda pri direktnom i indirektnom oslanjanju ošupljenih ploča

Tabela 4-2 Geometrijske karakteristike prefabrikovanih ošupljenih ploča

oznaka HCS	$h_{HCS}$ [cm]	$A_{ps}^1$ [mm <sup>2</sup> ]	$b_w^1$ [mm]	$c$ [mm]
HCS 350	350	2Ø12.5 (372)	45	35
HCS 265-1	265	2Ø9.3 (208)	40	35
HCS 265-2	265	2Ø12.5 (372)	40	35

<sup>1</sup> - po rebru

### 4.3 IZRADA GREDA

Montažne ošupljene ploče su proizvedene u pogonu fabrike "Širbegović", u periodu od septembra 2014. do maja 2016. godine. Kontinualizacija montažnih elemenata, odnosno, ugrađivanje betona druge faze je obavljeno u pogonu Širbegović i na gradilištu ZOP inženjeringa, za prvu i drugu seriju respektivno (Slika 4-5). Prva serija greda (350-135/135, 350-135/80 i 265-138/65) je monolitizovana 21.06.2015. godine, dok je monolitizacija druge serije (265-135/65, 265-135/135, 350-185/35 i 350D-185/80) obavljena 27.01.2016. godine.

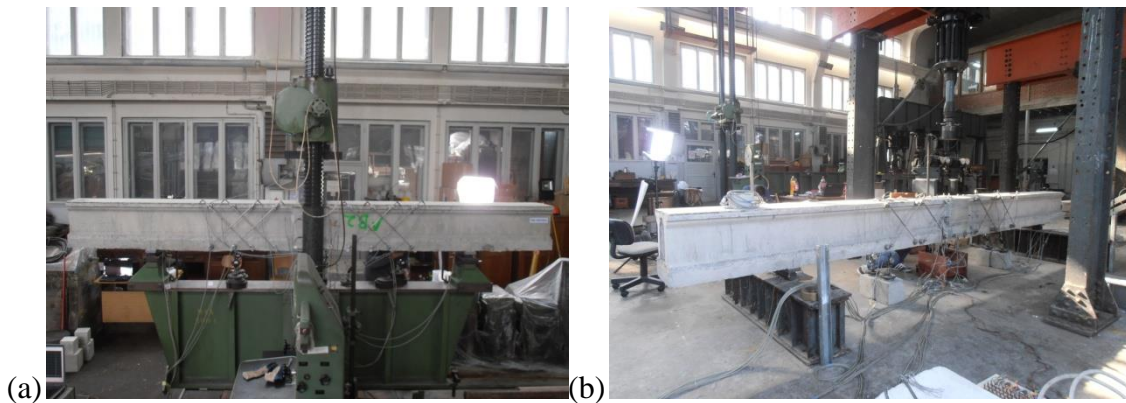


Slika 4-5 Pripremljene grede neposredno pre betoniranja

### 4.4 OPREMA ZA ISPITIVANJE

Grede su ispitane do loma, nanošenjem opterećenja u sredini raspona. Nanošenje opterećenja je obavljeno u koracima, hidrauličnim presama sa kontrolisanim priraštajem opterećenja. U zavisnosti od raspona eksperimentalne grede, ispitivanje je izvršeno sa različitom opremom.

Grede raspona 300 cm su ispitane u fabričkom sistemu zatvorenog rama sa pokretnom klupom (Slika 4-6 a). U ovom sistemu, presa za nanošenje sile se nalazi ispod krute čelične grede na koju je oslonjena eksperimentalna greda. Klip prese pomera klupu, odnosno, pomeraju se i oslonci grede, a pomeranje mesta nanošenja sile na gredu je sprečeno. Vrednost aplicirane sile je tokom eksperimenta merena kontinualno, mernom ćelijom postavljenom između čeličnog profila grede i nepokretne ploče rama. U ovom sistemu oslonci grede na klupi rama imaju mogućnost podužnog horizontalnog pomeranja i bočne rotacije, a sila se na gredu nanosi preko rotacionog zgloba. Pri ispitivanju, na jednom od oslonaca grede su bočna i rotaciona pomeranja bila dopuštena, što zajedno sa rotacionim zglobovom na mestu unošenja sile na gredu onemogućava unošenje momenta torzije. Kapacitet sistema iznosi 500T.



Slika 4-6 Način nanošenja opterećenja: (a) u zatvorenom ramu i (b) ramu sa teškim podom

Zbog ograničene dužine klupe u zatvorenom ramu, grede raspona 400 cm su ispitane u ramu ankerisanom u "teški" pod (Slika 4-6 (b)). Greda je na čelične profile postavljene na podu hale bila oslonjena preko čeličnih valjkastih oslonaca, od kojih je jedan bio pokretan omogućavajući horizontalno pomeranje grede. Piston prese je bio okačen na riglu rama, a između pistonu i grede se nalazio pendel stub koji je onemogućavao unošenje horizontalne sile u gredu. Kapacitet prese iznosi 40T, a kapacitet sistema je ograničen na vrednost od 24T, što je nosivost ankera kojima je ram pričvršćen za "teški" pod. Međutim, tokom ispitivanja greda na ovoj dispoziciji je uočeno loše funkcionisanje prese za nanošenje opterećenja, koje se ogledalo u nemogućnosti održavanja sile pri višim vrednostima. Pri dostizanju opterećenja određene vrednosti i zavrtnja ventila na presi kako bi se očitala merenja i zabeležile prsline, nakon nekoliko minuta pritisak u

sistemu je počinjao da opada bez mogućnosti povećanja istog odvrtnjem ventila. Nakon određenog pada sile koji je u proseku iznosio oko 20 kN, sila je uspešno povraćena na prethodnu vrednost, a vreme trajanja ovog "ciklusa" je iznosilo do pet minuta. Pri ispitivanju prve grede na ovoj dispoziciji, neadekvatno funkcionisanje prese je uočeno pri opterećenju od 200 kN, da bi se sa svakim narednim ispitivanjem problem pojavljivao pri sve manjoj vrednosti opterećenja. Pri ispitivanju poslednje grede, nemogućnost održavanja sile na presi je uočena pri opterećenju od 140 kN.

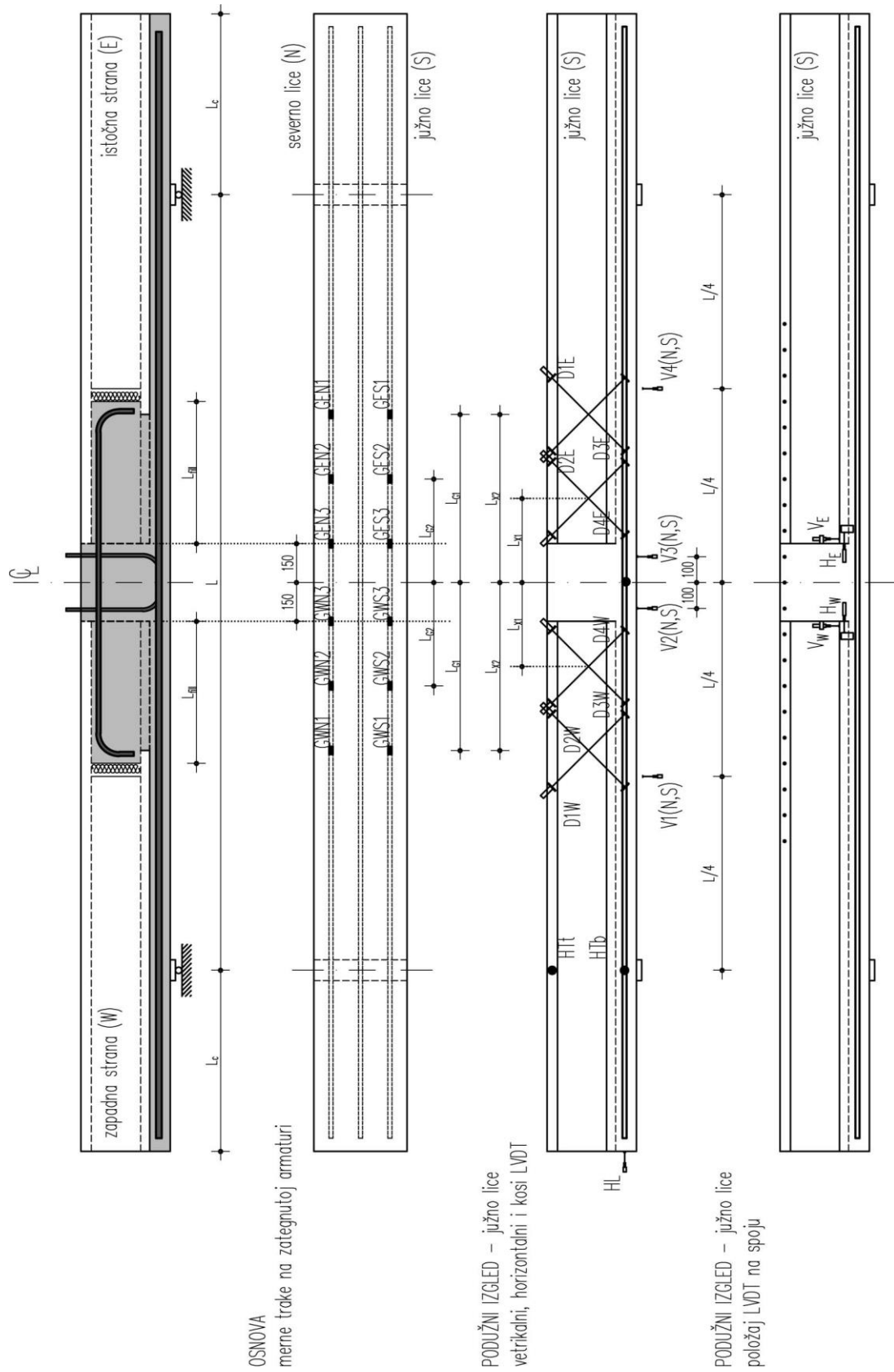
Opterećenje je na grede nanošeno monotono, u prethodno definisanim koracima. Nanošenje opterećenja je trajalo oko pola minuta, nakon čega je opterećenje ostajalo nepromenjeno dok se ne dokumentuju formirane prsline i očitaju manuelni merni instrumenti. Vremenski razmak između faza nanošenja opterećenja je iznosio oko deset minuta u proseku.

## **4.5 MERNI INSTRUMENTI**

Tipična dispozicija merne opreme je prikazana na slici (Slika 4-7).

### **4.5.1 Merenje globalnog pomeranja grede**

Ugibi grede su mereni u četiri preseka – na udaljenosti od oslonaca jednakoj četvrtini raspona grede; i u jednom, odnosno dva preseka u sredini raspona za direktno i indirektno oslonjene montažne elemente. Središnji preseki direktno oslonjenih montažnih elemenata su bili simetrično postavljeni u odnosu na sredinu grede, na rastojanju od 13 cm. U svakom od posmatranih preseka su se nalazila po dva ugibomera. Horizontalno pomeranje grede je mereno na pokretnom osloncu, dok je uvrtnje mereno na rotirajućem osloncu i sredini raspona grede, pri ispitivanju u zatvorenom ramu i ramu ankerovanom u teški pod, respektivno. Za merenje pomeranja su upotrebljeni mehanički ugibomeri, izuzev pomeranja u središnjim presecima gde su korišćeni induktivni. Očitavanje mehaničkih ugibomera je vršeno nakon svakog koraka opterećenja, dok je očitavanje induktivnih vršeno sa učestalošću od 1 Hz.

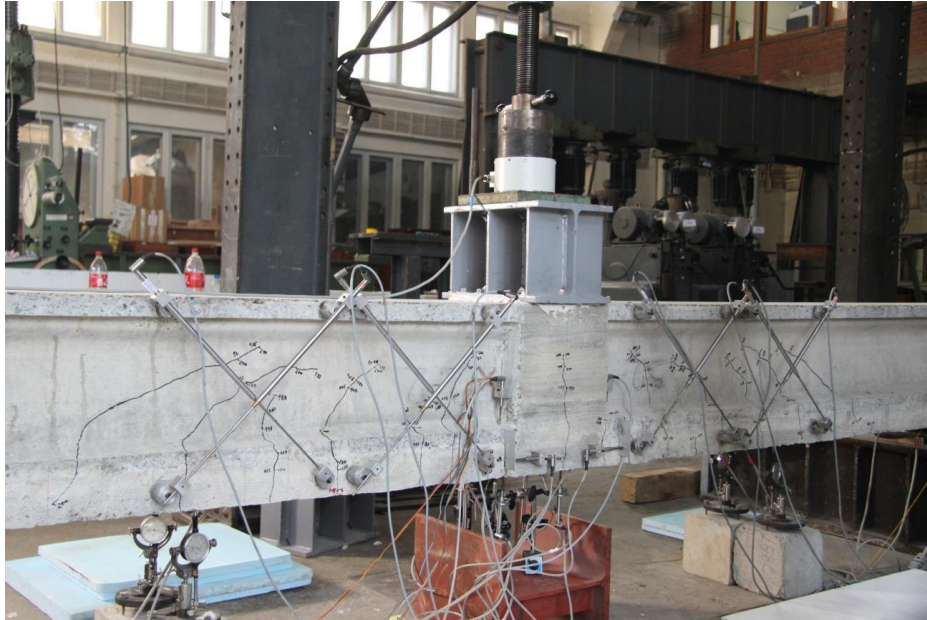


Slika 4-7: Tipična dispozicija merne opreme



#### 4.5.2 Merenje lokalnih pomeranja na površini grede

Relativno pomeranja tačaka na gredi je obuhvatalo merenje razmicanja i klizanja na prslini formiranoj na spoju montažnog elementa i naknadno ugrađenog betona čvora, i merenje smičuće dilatacije ugibomerima postavljenim u "X" konfiguraciji.

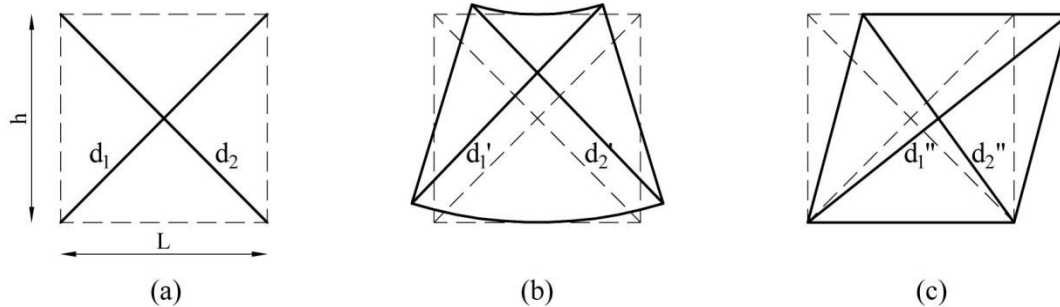


*Slika 4-8: Dispozicija merne opreme pri ispitivanju grede 350-185/80-1*

Položaj induktivnih ugibomera za merenje pomeranja na prslini između prefabrikovanog i naknadno izlivenog betona je prikazan na slici (Slika 4-8). U slučaju grede 350-135/135, zbog lošeg ugrađivanja naknadno izlivenog betona, nije mereno razmicanje na prslini, nego je mereno klizanje i na mestu pritiskute flanše prefabrikovanog elementa.

Načelan položaj induktivnih ugibomera postavljenih u "X" konfiguraciji je prikazan na slici (Slika 4-7). Osmam ugibomera je postavljeno pod uglom od  $45^\circ$ , na taj način formirajući četiri regiona na kojima su se merile smičuće deformacije. Veza grede i ugibomera je ostvarena preko namenski konstruisanih aluminijumskih baza, koje su omogućavale slobodnu rotaciju kraja ugibomera, odnosno, koje su omogućavale merenje razmicanja između dve tačke, bez savijanja ugibomera. Načelno, "X" konfiguracije su bile postavljene u preseccima do kojih su popunjeni kanali u prefabrikovanim elementima i na rastojanju približno jednakom 0.75 statičke visine

preseka grede od ivice središnje oslonačke grede – u presecima u kojima se očekivalo formiranje kritičnih smičućih prslina.



Slika 4-9: X konfiguracija ugibomera: (a) u nedefinisano stanju, (b) pri savijanju i (c) smicanju

U literaturi uobičajen eksperimentalni postupak određivanja osrednjene smičuće deformacije se zasniva na podacima merenja ugibomera postavljenih u "X" konfiguraciju (Slika 4-9). Na osnovu geometrije početnog i deformisanog oblika merenog segmenta grede, smičuća deformacija se nalazi iz izraza:

$$\gamma = \frac{(\Delta d_1 - \Delta d_2)d}{2hL} \quad (4-1)$$

, gde su:  $d$ , dužina nedefinisane dijagonale,  $\Delta d_1$  i  $\Delta d_2$  promene dužine dijagonala, a  $h$  i  $L$  visina i dužina posmatranog segmenta.

Ovakva formulacija pretpostavlja da su deformacije pritisnutog i zategnutog pojasa grede jednake pri savijanju elementa, odnosno, da ne utiču promenu dužine merenih dijagonalnih rastojanja, a samim tim i na sračunatu smičuću deformaciju. Računska greška ove pretpostavke je značajna tek nakon dostizanja napona tečenja u zategnutoj armaturi, kada izmerena deformacija precenjuje stvarnu i do 30%. Diskusija i predlozi rešenja koja razdvajaju smičuću deformaciju od deformacije savijanjem su data u (Mohamed et al. 2013; Massone & Wallace 2004).

### 4.5.3 Merenje dilatacija

Dilatacije u zategnutoj armaturi su merene u šest preseka, ali sa različitim položajem u prvoj i drugoj seriji greda. U prvoj seriji greda dilatacija je merena na spoju prefabrikovanog i naknadno livenog betona, u preseku do kog je izvršeno popunjavanje šupljina prefabrikovanog elementa i preseku bliskom uz oslonce grede. U drugoj seriji

greda, presek blisko uz oslonac je zamenjen presekom na polovini rastojanja između druga dva preseka. Dilatacije armature blisko uz krajnje oslonce su u prvoj seriji greda merene u cilju sagledavanja mehanizma smičućeg loma grede, odnosno, tranzicije sa grednog na mehanizam luka sa zategom. Međutim, u toku ispitivanja je veliki broj traka u ovim presecima otkazivao, onemogućavajući sagledavanje rezultata merenja na drugim mernim mestima povezanim na istu akviziciju u toku ispitivanja, što je bio najbitniji razlog izmene mernih mesta. Merna baza traka proizvođača Tokyo Sakki Kenkyujo Co je iznosila 10 mm, a u svakom posmatranom poprečnom preseku trake su bile postavljene na dve krajnje šipke. Kablovi sa svih mernih traka su zasebno izvedeni na površinu elementa, zaštićeni PVC cevčicama u toku betoniranja.

## **4.6 FOTOGRAMETRIJSKO OSMATRANJE**

### **4.6.1 Korelacija digitalne fotografije**

Sa početkom od sredine prethodnog veka, razvijen je veliki broj bezkontaktnih optičkih metoda merenja poput: Mohr-ove interferometrije, shearography-je, homografske interferometrije i korelacije digitalne fotografije u cilju dobijanja kompletne informacije o pomeranjima i deformacijama posmatranog objekta. Poslednih decenija metoda merenja korelacijom digitalne fotografije (eng. Digital Image Correlation, DIC) sve više preuzima primat ponajviše usled jednostavnosti, kratkog vremena obrade podataka, univerzalnosti opreme za merenje širokog opsega dimenzija objekta i što je najvažnije, visoke preciznosti merenja.

Za razliku od konvencionalnih metoda merenja, koje omogućavaju merenje pomeranja u ograničenom broju predefinisanih diskretnih tačaka, DIC omogućava merenje pomeranja svih posmatranih tačaka na površini eksperimentalnog uzorka. Dobijanje informacije o pomeranju, deformaciji i širini prslina na posmatranoj površini je neophodno u cilju sagledavanja mehanizma prenošenja opterećenja i određivanja mehanizma loma. Osnove i pregled metode je moguće naći u (Sutton et al. 2009; Pan et al. 2009).

Najširu primenu DIC je pronašao u mašinskoj idustriji, dok je tek poslednjih godina primetna primena u građevinskom sektoru i to u najvećoj meri pri ispitivanju uzoraka

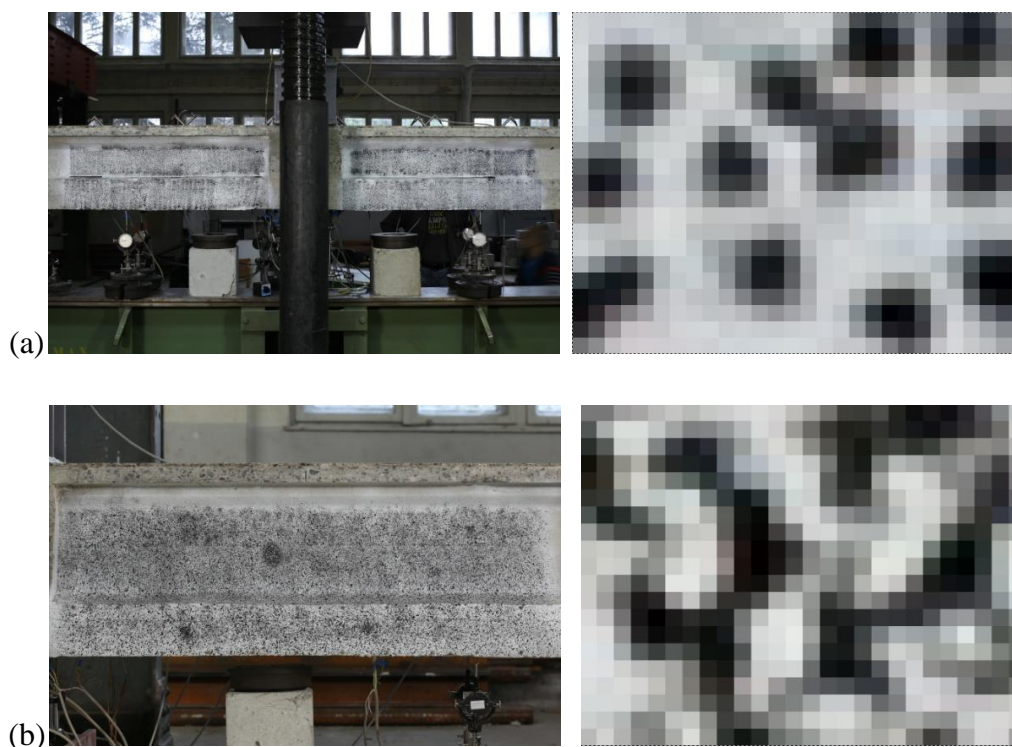
malih dimenzija i lokalnih naprezanja. Objavljeni radovi na velikim modelima i realnim konstrukcijama su izuzetno retki (Destrebecq et al. 2011; Küntz et al. 2006; Gencturk et al. 2014; Ghorbani et al. 2015; Campana et al. 2013). U najopštijem slučaju, stereo sistemima sa dve ili više kamera je moguće dobiti podatke o pomeranju i deformaciji posmatrane površine u tri dimenzije. Manje zahtevnim sistemom sa jednom kamerom je moguće dobiti podatke u jednoj ravni uz uslov da su pomeranja upravno na posmatranu ravan mala. S obzirom na praktično dvodimenzionalnu deformaciju grednih elemenata u predmetnoj disertaciji, usvojen je sistem sa jednom kamerom.

U suštini, DIC je optička metoda merenja koja se zasniva na obradi digitalne fotografije, sa ciljem određivanja globalnih pomeranja i lokalnih deformacija. Podaci o pomeranjima tačaka na površini posmatranog objekta (eng. Region of Interest, ROI) se dobijaju poređenjem fotografija pre i nakon deformacije. Samo poređenje se zasniva na uspostavljanju veze pomeranja dela fotografije, odnosno grupe piksela, metodom triangulacije. Neophodnost sračunavanja pomeranja za grupu, u odnosu na pojedinačne piksele, je uslovljeno jednoznačnošću određivanja položaja grupe na različitim fotografijama, pri čemu je promenu položaja grupe moguće odrediti sa preciznošću koja iznosi do 0.01 pix. Pored određivanja promene položaja grupe piksela, moguće je odrediti i lokalnu deformaciju unutar grupe – aksijalne i smičuću dilataciju. U cilju umanjenja mogućnosti ponavljanja vizuelnog oblika određene grupe na posmatranoj površini, uobičajeno je stohastičko nanošenje šare, dok je u cilju tačnog određivanja granica grupe (samim tim i njenog centra) uobičajena priprema podloge sa što je moguće većim svetlosnim kontrastom u odnosu na šare. Zadovoljavanje ovih uslova se uobičajeno ispunjava aplikacijom crnih tačkica na beloju podlozi ili obrnuto. Preporučena veličina apliciranih tačkica iznosi 3-5 pix, dok je za grupu preporučena veličina od 3x3 tačkice, odnosno, 15-20 pix.

#### **4.6.2 Priprema eksperimenta**

Priprema posmatrane površine greda se sastojala u prethodnom farbanju rebra i vertikalnog dela flanše belom bojom, na koju su kasnije nanošene crne šare. U toku eksperimenta su isprobana dva načina nanošenja šara: šablonom od polivinila i direktno nanošenje kontrolom pritiska na ventilu boce sa farbom uz korišćenje specijalizovanih izlaznih nastavaka. Iako su se obe metode pokazale kao zadovoljavajuće, usvojen je

drugi metod, čije vreme nanošenja je bilo kraće. Primer dobijenih šara je prikazan na slici (Slika 4-10).



*Slika 4-10: Fotografija celokupne posmatrane površine i uveličan prikaz pri: (a) aplikaciji šara šablonom i (b) direktnim nanošenjem*

Srednja vrednost prečnika apliciranih crnih tačaka je iznosila oko 0.8 mm, sa prosečnom vrednošću odnosa površine aplikacije prema ukupnoj površini u iznosu od 30%. Uzimajući u obzir karakteristike korišćene opreme i veličine ROI, piksel fotografije je iznosio prosečno 0.2 mm, dok je aplicirana tačkica bila veličine 0.8 – 1.0 mm. Pri obradi fotografija je usvojena veličina grupe od 15x15 piksela.

U toku trajanja eksperimenta, greda je fotografisana nakon svakog koraka opterećenja sa jednom digitalnom kamerom, postavljenom upravno na posmatranu površinu. Korišćene su kamere Cannon D6 i 600D, sa 18 i 20 Mpix, respektivno. Teleobjektivi korišćeni sa kamerama su bili Cannon i Tamron sa fiksnim žižnimdaljinama od 100 i 70 mm. S obzirom da je horizontalna dimenzija ROI iznosila do 110 cm, kamere su postavljene na rastojanju od 3.2 m, što je obezbedilo potrebnu oštrinu fotografije. Korišćenje objektiva sa velikom žižnom daljinom je dodatno omogućilo i istovremeno osmatranje rebra i vertikalnog dela flanše jednom kamerom. Ravnomerno osvetljenje ROI je obezbeđeno difuznim LED osvetljenjem. Nakon svakog eksperimenta je

izvršena kalibracija sistema snimanjem kalibracione mreže u različitim pozicijama i za različitu orijentaciju. Rezultati kalibracije su ukazali da korekcija fotografija usled distorzije sočiva nije potrebna.

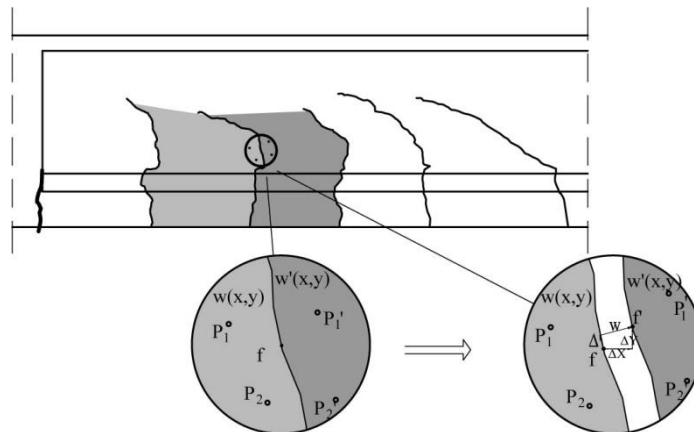


*Slika 4-11: Digitalne kamere korišćene tokom eksperimenta*

### 4.6.3 Obrada rezultata

Iz rezultata pomeranja tačaka na osmatranoj površini grede dobijenih na osnovu DIC, naknadnom obradom su sračunata pomeranja na prslinama usled promene opterećenja: u pravcu pružanja prsline,  $\Delta$ , i u pravcu upravnom na pravac pružanja,  $w$ , odnosno, klizanje i promena širine prsline. Za naknadu obradu podataka i proračun relativnog pomeranja na prslini je napisano softversko rešenje koje u osnovi sadrži algoritam čiji principi su dati u (Vaz Rodrigues 2007). U ovom radu, promena rastojanja između diskretnih mernih mesta je izmerena mehaničkim deformetrom.

Osnovna pretpostavka usvojenog proračuna je da se delovi neisprskalog betona između dve prsline sa promenom opterećenja pomeraju kao kruta tela (Slika 4-12). Na ovaj način, poznavanjem promene položaja dve tačke (baza) unutar neisprskalog betona (tačaka  $P_1$  i  $P_2$  na jednom, odnosno tačaka tačaka  $P_1'$  i  $P_2'$  na drugom krutom telu), moguće je sračunati promenu položaja krutih tela: translaciju i rotaciju u odnosu na koordinatni početak ( $w(x, y)$  i  $w'(x, y)$ ). Sa poznatom funkcijom pomeranja krutog tela, poznato je i pomeranje svih tačaka koje se nalaze na istom. Izborom tačke na prslini, razlika u pomeranjima sračunatim pod pretpostavkom da se tačka nalazi na jednom,  $f$ , odnosno drugom krutom telu,  $f'$ , predstavlja vektor promene širine prsline u globalnom koordinatnom sistemu. Transformacijom u koordinatni sistem sa osom koja se poklapa sa pravcem pružanja prsline, komponentalna pomeranja predstavljaju klizanje i širinu prsline.



Slika 4-12: Princip sračunavanja relativnog pomeranja tačaka  $f$  i  $f'$  na suprotnim stranama prsline

S obzirom da su pomeranja dobijena iz DIC analize, za izbor baza koje definišu funkciju pomeranja krutog tela su birane tačke u neposrednoj blizini prsline, ali na dovoljnom rastojanju od iste, kako njihova računaska vrednost pomeranja ne bi bila kompromitovana. Imajući u vidu veličinu analizirane grupe piksela (15 pix), merna mesta su birana uz uslov da se nalaze na rastojanju od najmanje 2 cm od prsline. Ovdje je potrebno napomenuti i da su sva prikazana pomeranja na prslini rezultat merenja baznih tačaka i da kao takva u sebi sadrže i deo elastične deformacije betona između njih. Međutim, kako su ove deformacije male u odnosu na širinu prsline, i dodatno nemaju jednaku vrednost i pravac pružanja duž prsline, njihov uticaj je zanemaren (Walraven 1980). Mogućnost slobodnog izbora baza je dodatno umanjilo grešku merenja usled elastične deformacije betona između prslina, a u prilog tvrdnji da je elastična deformacija zanemarljiva ide i činjenica da je razlika između vektora pomeranja tačke na prslini pre i nakon njenog formiranja jasno uočljiva na rezultatima proračuna. Dodatna prednost mogućnosti izbora baza je njihov izbor na način da se između istih uvek nalazi samo po jedna prslina, što upotrebom mehaničkih deformetara nije moguće postići.

## 4.7 KARAKTERISTIKE MATERIJALA

### 4.7.1 Beton

Prema specifikacijama proizvođača, beton ošupljene ploče se spravlja od tri frakcije agregata (0-4, 4-8, 8-16), 450 kg cementa i sa vodocementnim faktorom 0,35. Agregat

koji se koristi je prirodni rečni šljunak koji se usled velike granulacije dodatno drobi. S obzirom na nemogućnost ugrađivanja betona u standardne kalupe na isti način na koji je ugrađen u prefabrikovanim pločama, ispitivanje mehaničkih karakteristika je sprovedeno na cilindrima prečnika 50mm, izvađenim iz segmenta ploče dužine 200mm (prEN 1168 2005). Iz svake od ploča su izvađena po tri cilindra, od kojih su napravljeni uzorci za ispitivanje čvrstoće na pritisak i zatezanje, dužine 50 i 120 mm, respektivno. Zatezna čvrstoća pri zatezanju je određena “pull-off” ispitivanjem. Geometrijske i mehaničke karakteristike prikazane u tabeli (Tabela 4-3) su srednje vrednosti dobijene ispitivanjem tri uzorka. Tačna starost ošupljenih ploča nije bila precizno poznata, i kretala u rasponu od 6 do 18 meseci.

*Tabela 4-3: Mehaničke karakteristike prefabrikovanog betona*

oznaka HCS	čvrstoća pri pritisku	čvrstoća pri zatezanju
	$f_{c,cyl150}$ [MPa]	$f_{ct}$ [MPa]
HCS 265-1	53.50	3.21
HCS 350	50.21	3.89
HCS 265-2	55.90	3.44

*Tabela 4-4: Mehaničke karakteristike naknadno ugrađenog betona*

oznaka serije	čvrstoća pri pritisku	čvrstoća pri zatezanju
	$f_{c,cube150}$ [MPa]	$f_{ct,sp}$ [MPa]
1	44.00	2.34
2	54.37	3.21

Naknadno ugrađeni beton je predviđen kao beton uobičajenog, “gradilišnog” kvaliteta - beton je naručen iz lokalne fabrike betona sa zahtevanom klasom C25. Čvrstoća pri pritisku je određena ispitivanjem na standardno negovanim uzorcima pri starosti betona od 28 dana. Čvrstoća betona pri zatezanju je određena opitom cepanja. Sva ispitivanja su obavljena na uzorcima oblika kocke, ivice 15 cm. Rezultati ispitivanja su prikazani u tabeli (Tabela 4-4).

#### 4.7.2 Armaturni čelik

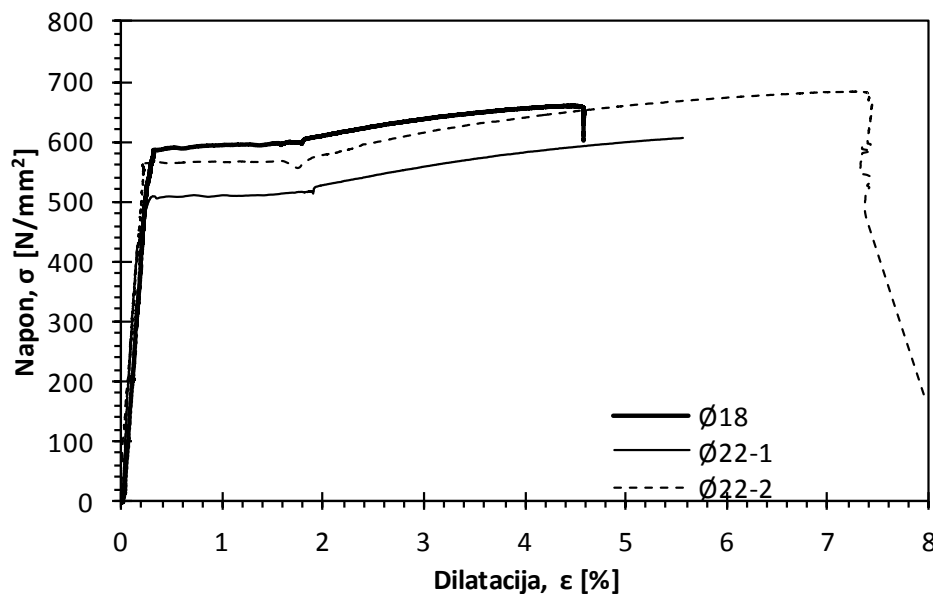
Za armiranje konstruktivnog topinga je upotrebljen armaturni čelik nazivnog kvaliteta B500, prema standardu (prEN 10080 1999). Mehaničke karakteristike ugrađene armature su određene u Laboratoriji za materijale Građevinskog fakulteta. Sila na presi i



izduženje uzoraka su mereni kontinualno, brzina nanošenja opterećenja je iznosila 10 MPa/s, a izduženje je mereno ugibomerom sa bazom merenja od najmanje 5 $\emptyset$ . U tabeli (Tabela 4-5) su prikazane vrednosti mehaničkih karakteristika, dobijene kao srednja vrednost tri uzorka. Vrednosti napona su sračunate za nazivni prečnik armature, dok je napon pri pojavi tečenja određen za granicu plastičnih izduženja od 0,2%. Modul elastičnosti je određen kao sekantni modul između niskih i visokih napona za koje su usvojene vrednosti u iznosu 100 MPa i 400 MPa, respektivno. Dijagrami napon-dilatacija su prikazani na slici (Slika 4-13).

Tabela 4-5 Mehaničke karakteristike ugrađene armature

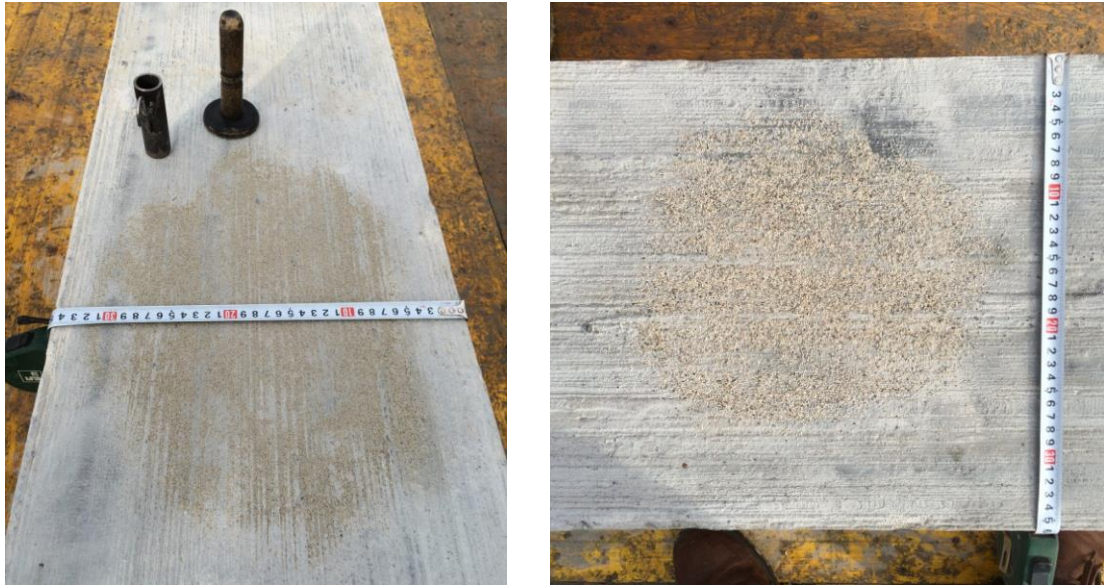
serija	nazivni prečnik ( $\emptyset$ ) [mm]	granica razvlačenja ( $f_y$ ) [MPa]	čvrstoća pri zatezanju ( $f_t$ ) [MPa]	modul elastičnosti ( $E_s$ ) [GPa]
1	22	507.1	605.1	208.4
2	22	563.2	681.1	216.2
1, 2	18	586.4	659.3	212.8



Slika 4-13: Dijagrami napon-dilatacija armature

### 4.7.3 Hrapavost gornje površine ošupljenih ploča

Gornja površina svih upotrebljenih ošupljenih ploča je bila standardno ohrapavljena u pravcu pružanja ploče (jedina metoda koju proizvođač praktikuje). Merenje hrapavosti gornje površine je određeno metodom rasprostiranja (eng. sand patch method), čiji je rezultat “peak-to-mean” hrapavost (CEB-FIP Model Code 2010), slika (Slika 4-14).



*Slika 4-14 Merenje hrapavosti metodom rasprostiranja*

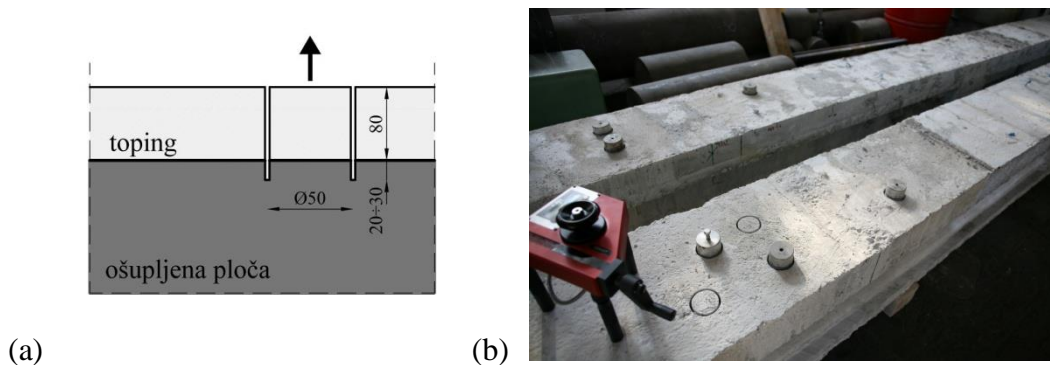
Kao što je u Poglavlju 3.6 rečeno, hrapavost je označena za osnovni parametar koji utiče na vezu prijanjanja betona ugrađenih u različito vreme. Istovremeno, to je i jedini parametar koji je moguće kvantitativno odrediti. Za određivanje hrapavosti je primenjen standardizovani metod razastiranja peska (prEN 13036-1 2010; ASTM E965 2006). Prema ovoj metodologiji, određivanje hrapavosti se zasniva na razastiranju poznate količine propisano granulisanog peska uz pomoć gumenog diska. Nakon što pesak popuni površinske šupljine (razastiranje više nije moguće), prečnik razastiranja se meri u četiri pravca (Slika 4-14). Dubina makroteksture,  $R_t$ , koja predstavlja polovinu srednjeg rastojanja najviših ispupčenja i najnižih udubljenja, se iz izmerenog prečnika,  $D$ , i poznate zapremine peska,  $V$ , određuje izrazom:

$$R_t = \frac{4V}{\pi D^2} \quad (4-2)$$

Srednja vrednost izmerenih prečnika se kretala u granicama od 250 ÷ 330mm za upotrebijenu zapreminu peska od 25ml, odnosno, hrapavost se kretala u granicama 0,3 ÷ 0,5 mm. Prema MC10, površina je klasifikovana kao glatka, sa srednjom vrednošću koeficijenta trenja  $\mu=0.6$  i koeficijentom adhezije  $c_a=0.2$ . Računska vrednost nosivosti na smicanje za ovako klasifikovanu površinu iznosi  $\tau_{Ri}=0.47$  MPa.

#### 4.7.4 Veza prijanjanja betona ugrađenih u različito vreme

Nakon završenog ispitivanja greda do loma, nosivost veze prijanjanja prefabrikovanog i naknadno ugrađenog betona je ispitana standardnom “pull-off” metodom. Naponi prijanjanja betona ugrađenih u različito vreme su određeni direktnim zatezanjem uzoraka oblikovanih prema slici (Slika 4-15).



Slika 4-15: Princip ispitivanja veze: (a) dispozicija i (b) prikaz ispitivanja

Ispitivanje nosivosti veze je obavljeno na prepustima greda – delu koji je tokom trajanja eksperimenta bio izložen neznatnom nivou naprezanja, odnosno, čiji je uticaj na graničnu nosivost veze zanemarljiv. Za svaku od opitnih greda je izvršeno po četiri merenja – po dva na svakom prepustu, a rezultati ispitivanja zatezne čvrstoće spoja greda prve serije dati u tabeli (Tabela 4-6), predstavljaju srednje vrednosti.

Tabela 4-6: Nosivost veze prijanjanja pull-off metodom prve serije greda

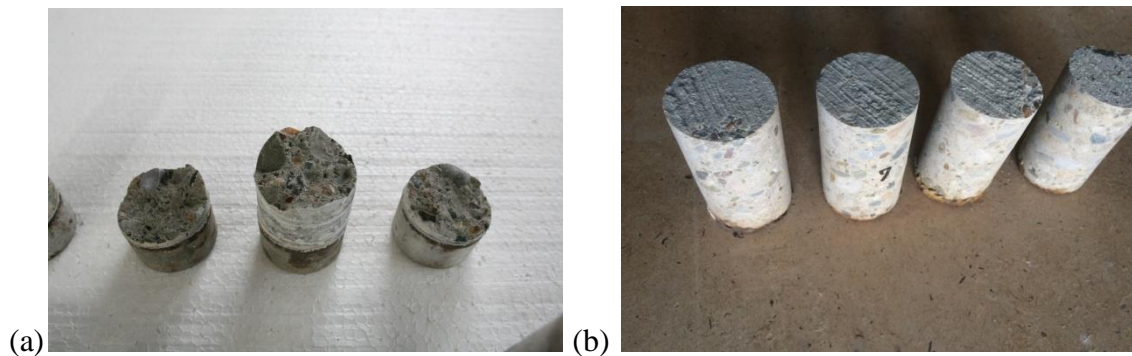
oznaka greda	čvrstoća pri zatezanju
	$f_{ct}$ [MPa]
350-135/135-1	1.75
350-135/135-2	-
265-135/65-1	1.81
265-135/65-2	1.81
350-185/80-1	1.88
350-185/80-1	1.78

Pre betoniranja prve serije greda, gornja površina montažnih elemenata je očišćena čeličnim četkama od prašine, ploče nisu vlažene, a betoniranje je izvršeno u hali pri spoljnoj temperaturi od 37°C. Ovakav postupak pripreme površine je usvojen kako bi se što je moguće bolje imitirali realni, gradilišni uslovi i ispitaio uticaj nosivosti spoja betona ugrađenih u različito vreme na odgovor greda.

Tabela 4-7: Nosivost veze prijanjanja pull-off metodom druge serije greda

oznaka grede	čvrstoća pri zatezanju
	$f_{ct}$ [MPa]
350D-185/80	1.94
265-136/65-3	1.49
350-185/35	2.02
265-135/135	-

Slična procedura je sprovedena i prilikom ugrađivanja sekundarnog betona druge serije greda, ali je gornja površina montažnog elementa premazana sredstvom za SN vezu renomiranog proizvođača. Betoniranje je izvršeno pri temperaturi od 10°C. Uzorkovanje je izvršeno kao i za grede prve serije, a rezultati ispitivanja nosivosti veze dati u tabeli (Tabela 4-7) predstavljaju srednje vrednosti. Ispitivanje na gredi 265-135/135 nije izvršeno zbog malog rastojanja između šipki armature ugrađene u toping.



Slika 4-16: Tipičan izgled uzoraka pri pull-off ispitivanju greda: (a) prve i (b) druge serije greda

Uvidom u rezultate ispitivanja, može se zaključiti da upotreba premaza nije uticala na čvrstoću na zatezanje veze. Međutim, razlika je uočljiva u pogledu tipa loma. Dok je u slučaju prve serije greda pretežno zabeležen lom po naknadno ugrađenom betonu, lom svih uzoraka druge serije greda je zabeležen po spoju (Slika 4-16). Pri tome, praktično 100% površine loma se nalazilo na spoju. Razlika u karakteristikama zabeleženog lomaje uočena pri ispitivanju greda.

Trebalo bi napomenuti i da ispitivanje nosivosti veze, na način na koji je sprovedeno u predmetnom radu, ne daje potpunu sliku o nosivosti spoja. Rezultat upotrebljene metode predstavlja donju granicu nosivosti spoja pri zatezanju u slučaju da je lom zabeležen po materijalu (prva serija uzoraka), odnosno, tačno rešenje u slučaju loma zabeleženog po

spoju (druga serija uzoraka). Na ovaj način, direkno poređenje zabeleženih vrednosti prve i druge serije greda nije moguće.

## 5 REZULTATI EKSPERIMENTALNOG ISPITIVANJA

### 5.1 GREDE SA POPUNJENIM ŠUPLJINAMA DUŽ CELOKUPNOG SMIČUĆEG RASPONA

U ovom poglavlju je prikazano eksperimentalno ponašanje greda sa popunjenim šupljinama duž celokupnog smičućeg raspona. Ukupno je ispitano tri grede, podeljene u dve grupe: dve grede sa prefabrikovanim elementom visine 350 mm i jedna sa elementom visine 265 mm. Grede u okviru prve grupe su bile međusobno jednake – sa jednakim rasponom oslonaca,  $L$ , i procentom armiranja podužnom zategnutom armaturom,  $\rho_l$ . Pored geometrijskih karakteristika, grupe greda pripadaju različitim serijama, odnosno, mehaničke karakteristike naknadno ugrađenog betona i kvalitet veze betona ugrađenih u različito vreme su različiti.

*Tabela 5-1: Eksperimentalni rezultati greda 350-135/135 i 265-135/135*

greda	strana	karakteristike poprečnog preseka								eksperimentalni rezultati			
		d [mm]	b <sub>w</sub> [mm]	L [mm]	$\rho_l$ [%]	$f_{cm,HCS}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{cm,topp}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$P_u$ [kN]	$\omega_u$ [mm]	$P_{exp}$ [kN]	$\Delta_{m,exp}$ [mm]	$\gamma_{exp}$ [10 <sup>-3</sup> ]	$\omega_{exp}$ [mm]
350-135/135-1	istok (E)	390	90	3000	3.25	39.8	34.8	346.5	5.9	292.2	11.3	1.05	0.88-3.44
	zapad (W)									280.9	8.3	1.15	0.23-1.52
350-135/135-2	istok (E)	390	90	3000	3.25	39.8	34.8	360.7	4.2	234.3	10.2	1.06	0.33-1.62
265-135/135	istok (E)	300	80	3000	4.24	44.3	43.0	200.9	0.3	200.9	9.84	1.03	/

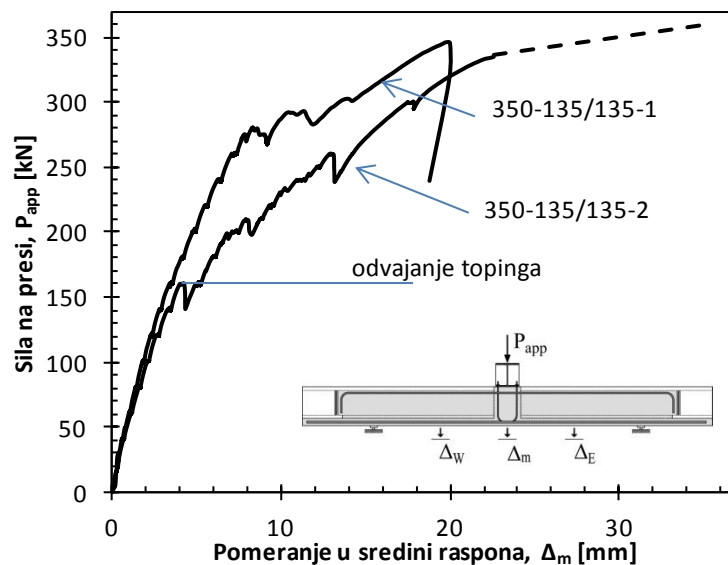
Pregled osnovnih rezultata ispitivanja je prikazan u tabeli (Tabela 5-1). Prikazani rezultati obuhvataju: eksperimentalno određenu graničnu silu nosivosti,  $P_u$ , silu na presi pri lomu grednog mehanizma,  $P_{exp}$ , ugib na sredini raspona neposredno pred lom,  $\Delta_{m,exp}$ , smičuće dilatacije (klizanja) neposredno pred lom,  $\gamma_{exp}$  i promenu širine

kritične smičuće prsline na donjoj ivici rebra u koracima opterećenja koji prethode i slede opterećenju definisanom kao lom,  $w_{exp}$ .

### 5.1.1 Grede 350-135/135

#### Veza ugiba i opterećenja

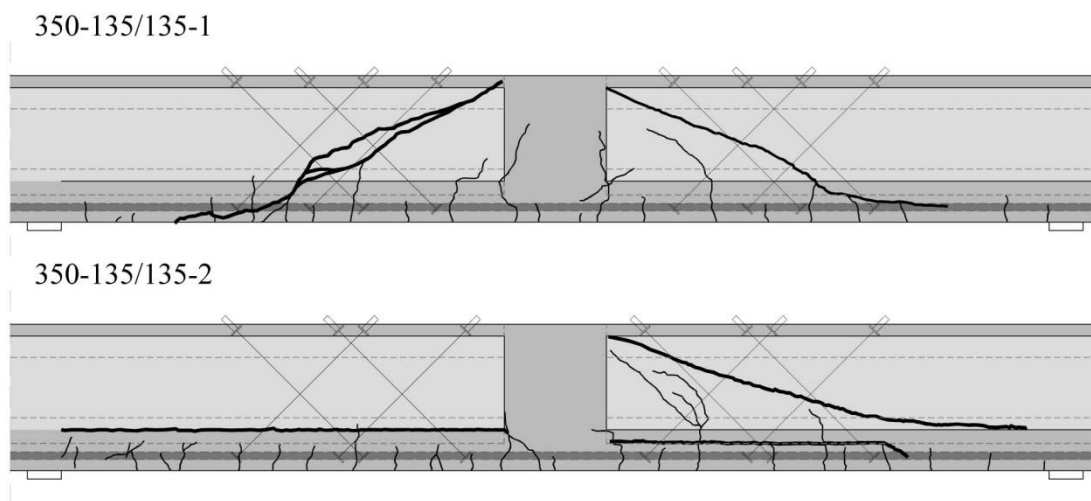
Dijagrami koji prikazuju ugib na sredini raspona u zavisnosti od opterećenja na presi grede 350-135/135 su prikazani na slici (Slika 5-1). Ugib prikazan na dijagramu je srednja vrednost izmerenih pomeranja na središnjem monolitnom delu grede, neposredno uz prefabrikovani element (Slika 4-7). Razlika izmerenih pomeranja na pojedinačnim mernim mestima nakon propagacije prsline u donju flanšu montažnog elementa je iznosila do 2% u slučaju grede 1, odnosno do 5% u slučaju grede 2. Male razlike u izmerenim vertikalnim pomeranjima su kompatibilne sa izmerenim horizontalnim pomeranjima u nivou gornje i donje ivice u sredini raspona ukazujući na blago uvrtanje grede tokom trajanja eksperimenta.



Slika 5-1: Dijagram sila na presi – pomeranje u sredini raspona grede 350-135/135

Prikaz prsline nakon loma grede je dat na slici (Slika 5-2), a prikaz u pojedinim koracima opterećenja je dat u Prilogu. Kao što je prethodno navedeno, na svim gredama prve serije su pre početka eksperimentalnog ispitivanja bile uočljive prsline u topingu na rastojanju od  $12 \div 15$  cm, koje su se pružale do visine podužne zategnute armature. Opterećenjem grede, prsline usled savijanja su formirane u nastavku postojećih prsline –

prvobitno na rastojanju  $25 \div 30$  cm (svaka druga postojeća prslina), a pri višem nivou opterećenja i na međurastojanju.



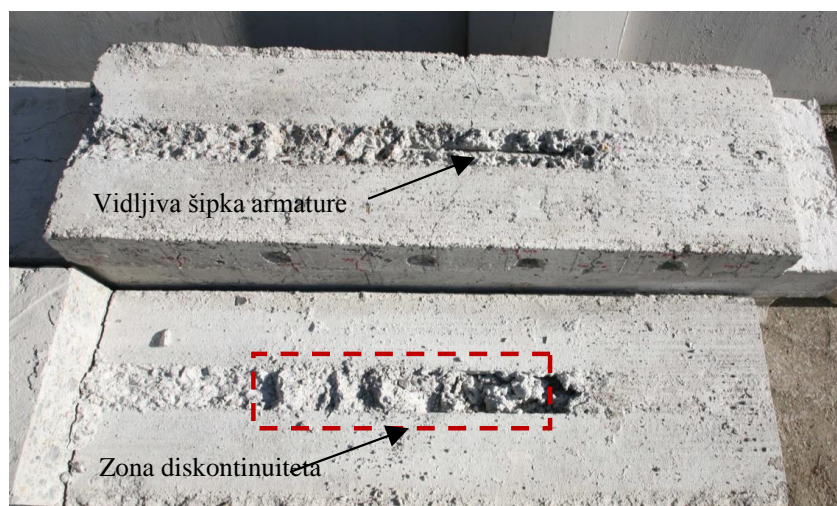
*Slika 5-2: Prikaz prslina greda 350-135/135 nakon loma*

Prvobitno formirane prsline su se sa porastom opterećenja razvile u smičuće, dok su se naknadno formirane prsline (na rastojanju  $12 \div 15$  cm) pružale na visini topinga. Prve prsline usled savijanja su oučene u sredini raspona, na spoju prefabrikovanog i naknadno ugrađenog betona, pri opterećenju od 40 kN. Navedeno opterećenje pojave prslina je opterećenje pri kome je oučeno produženje postojećih prslina usled skupljanja. Formirane kao vertikalne na rastojanju od 25 cm, sa porastom opterećenja je uočeno zakošenje ovih prslina sve do ivice montažnog elementa, nakon čega je njihov pravac pružanja išao po vertikalnoj liniji spoja montažnog i naknadno ugrađenog betona. Sa porastom opterećenja prsline su se formirale i duž smičućeg raspona, a formiranje prvih prslina u flanši prefabrikovanog elementa je uočeno pri opterećenju 100 – 120 kN. Pri sili na presi u iznosu od 140 do 160 kN su formirane prsline u rebro prefabrikovanog elementa grede. U prvoj gredi, 350-135/135-1, simetrično u odnosu na sredinu raspona su formirane po dve smičuće prsline. Zakošenje prslina bliže sredini raspona (u daljem tekstu prvi red prslina) je otpočelo nakon 5 cm mereno od donje ivice rebra, dok se zakošenje daljih prslina (u daljem tekstu drugi red prslina) poklapalo sa spojem rebra i flanše.

U slučaju druge grede (350-135/135-2), pri sili na presi u iznosu od 160 kN (opterećenju pri kome je trebalo da prslina iz flanše propagira u rebro), na zapadnoj strani grede je došlo do potpunog odvajanja po horizontalnom spoju betona ugrađenih



u različito vreme. Uzrok odvajanja je loše ugrađen beton topinga, odnosno, diskontinuitet naknadno ugrađenog betona na spoju topinga i popunjene šupljine ošupljene ploče. Loše ugrađivanje betona je posledica položaja središnje šipke podužne armature koja se nalazila iznad preseka u gornjoj flanši ošupljene ploče (Slika 5-3). Međutim, i pored odvajanja topinga od prefabrikovanog elementa na zapadnoj strani, nanošenje opterećenja je nastavljeno. Na strani sa odvojenim topingom je formiran luk sa zategom, dok je proces nastanka i širenja prslina na istočnoj strani kvalitativno bio jednak kao u slučaju grede 350-135/135-1. Pri daljem porastu opterećenja ni u jednoj od greda nije uočeno formiranje novih smičućih prslina nastalih usled savijanja, odnosno, formirane prsline su se širile sve do konačnog loma uzorka.



*Slika 5-3: Diskontinuitet naknadno ugrađenog betona na zapadnoj strani grede 350-135/135-2*

U slučaju prve grede, pri opterećenjima od 280 i 292 kN je zabeleženo naglo povećanje ugiba praćeno padom sile na presi (Slika 5-1). Uzrok ovakvog odgovora je naglo povećanje širine kosih prslina drugog reda, odnosno, promena mehanizma prenošenja transverzalne sile. Bliži uvid u proces razvoja i pomeranja na formiranim prslinama je omogućen fotogrametrijskim merenjem pomeranja vidljivog dela rebra ošupljene ploče na severnom licu grede, Poglavlje 7.3.1. Uporedo sa zabeleženim padom sile na presi, prvi red prslina je propagirao do ivice mesta nanošenja opterećenja, a prsline drugog reda su se ispravile i propagirale u toping pod istim uglom pružanja kao u rebru prefabrikovanih elemenata. Na donjoj ivici rebra širine kosih prslina su iznosile 1.5 i 0.5 mm na zapadnoj i istočnoj strani grede. Nakon ovog pada sile na presi, nastavljeno je sa nanošenjem opterećenja sve do loma pri sili od 346 kN. U međuvremenu je zabeležen

još jedan pad sile na presi pri opterećenju od 292 kN, čiji uzrok je bio nagli skok širine prsline na istočnoj strani grede i formiranje horizontalne prsline duž zategnute armature. Pred lom, prsline drugog reda su dostizale širinu do 6 mm, pri čemu se kroz prsline video neisprskali beton ugrađen u šupljini prefabrikovanog elementa. Zanimljivo je da su širine prvog reda prsline nakon prvog naglog proširenja drugog reda prsline, ostale praktično nepromenjene do konačnog loma grede, što se može videti na dijagramima koji opisuju pomeranje obraza prsline datim u Prilogu.

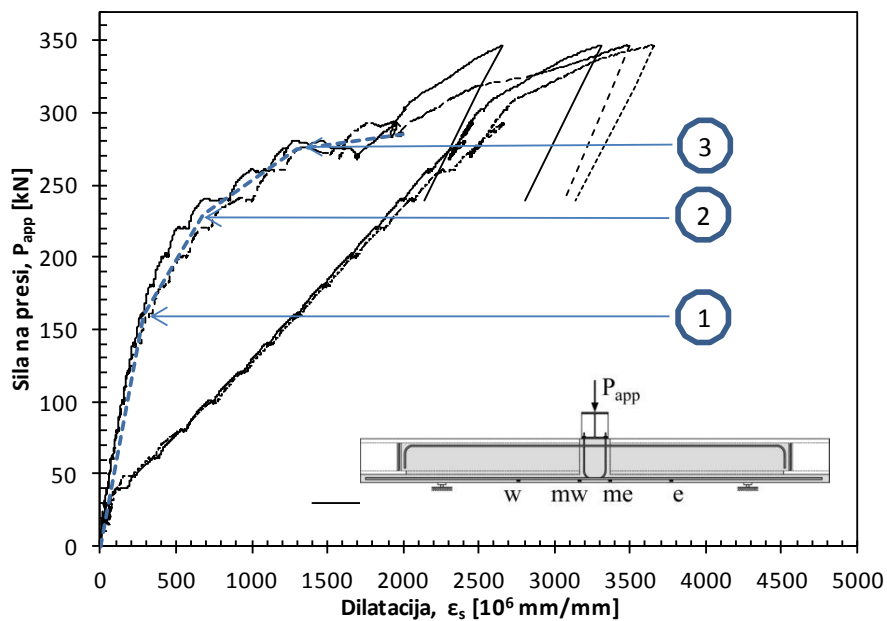
Sudeći na osnovu dijagrama ugiba na polovini raspona (Slika 5-1) i procesa širenja kritičnih smičućih prsline (Poglavlje 7.3.1) može se zaključiti da je lom grednog mehanizma nastupio pri opterećenju u iznosu od 280 i 292 kN na zapadnoj i istočnoj strani prve grede respektivno, odnosno, pri opterećenju od 240 kN na istočnoj strani druge grede serije 350-135/135, a da je dalje nanošenje opterećenja omogućeno izmenom mehanizma prenošenja transverzalne sile. U prilog ovoj tvrdnji ide i analiza izmerenih dilatacija u podužnoj armaturi, izmerenih smičućih deformacija i uvid u položaj i pravac kosih prsline na naknadno ugrađenom betonu unutar šupljine sandučastog poprečnog preseka prefabrikovanog dela grede.

### **Dilatacija u armaturi**

Dijagrami koj prikazuju izmerenu dilataciju u podužnoj armaturi grede 350-135/135-1 su prikazani na slici (Slika 5-4). Na dijagramu dilatacija armature u preseku na polovini smičućeg raspona su kroz promenu nagiba dijagrama, odnosno, kroz promenu priraštaja dilatacija sa priraštajem opterećenja, jasno uočljive tri faze u odgovoru grede:

- Prva faza do opterećenja na presi u iznosu od 160 kN, kada dolazi do otvaranja prvih prsline u rebru prefabrikovanog dela grede;
- Druga faza do opterećenja od 240 kN, kada dolazi do formiranja kritičnih smičućih prsline (prsline drugog reda) čiji početak se nalazi u neposrednoj blizini mernog mesta;
- Treća faza do opterećenja od 280 kN, odnosno, do opterećenja pri kome dolazi do loma grednog mehanizma.

Pri daljem porastu opterećenja, zategnuta armatura na delu grede između kritičnih smičućih prslina se ponašala kao centrično zategnut štap, a do potpunog izjednačenja dilatacija u armaturi grede dolazi neposredno pred lom, tj. nakon formiranja horizontalnog kraka smičuće prsline duž zategnute armature. Vrlo sličan je i odgovor druge grede serije 350-135/135 na istočnoj strani, dok je luk sa zategom na zapadnoj strani grede formiran istovremeno sa delaminacijom topinga pri opterećenju od 160 kN (videti dijagram ugiba u Prilogu).

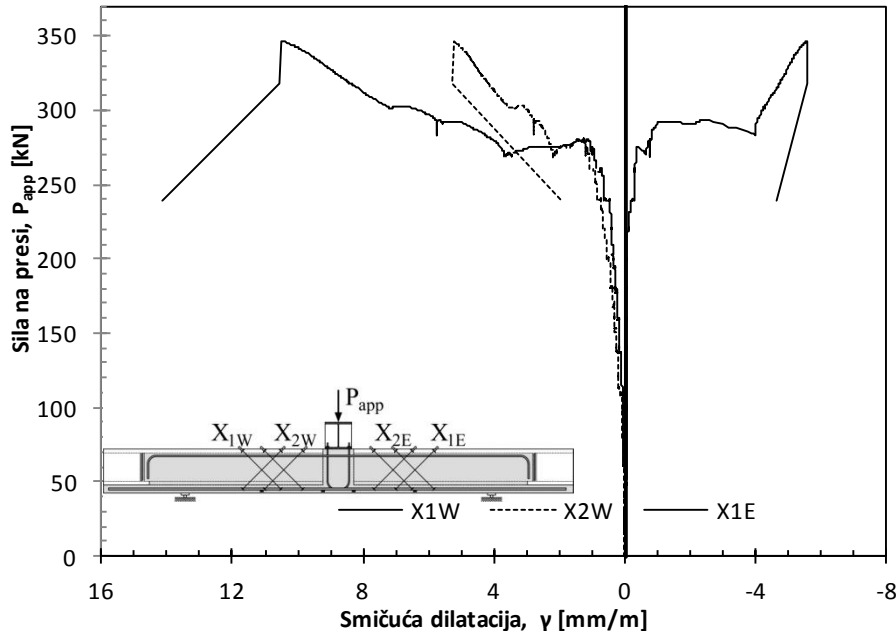


Slika 5-4: Dijagram izmerenih dilatacija u podužnoj armaturi grede 350-135/135-1

### Osrednjena vrednost smičuće deformacije

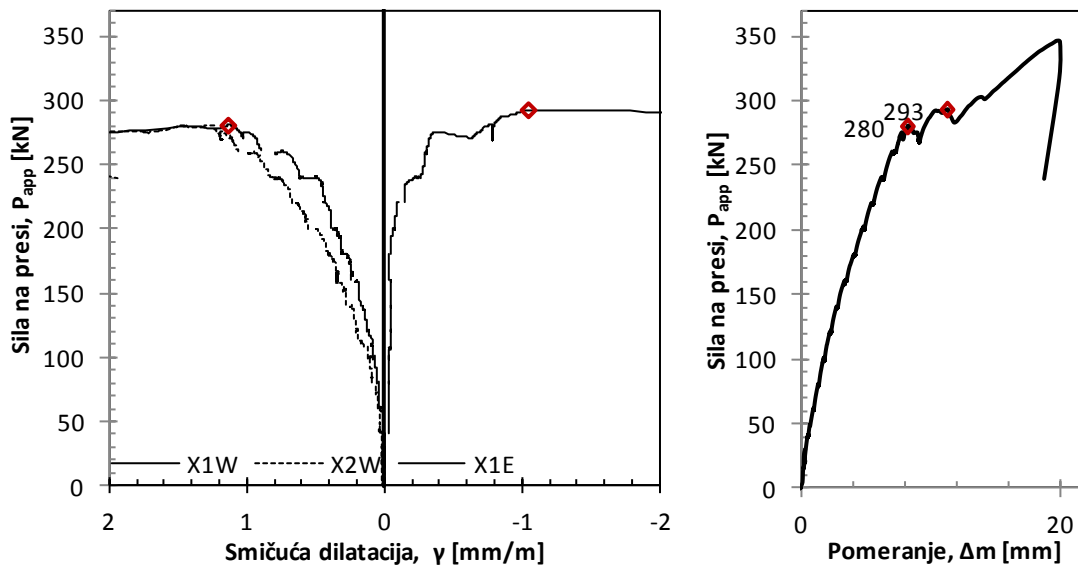
Osrednjena vrednost smičuće deformacije je merena sa ugibomerima postavljenim u X konfiguraciju. U odnosu na sve ostale ispitane grede prikazane u radu, deformacija na prvoj gredi serije 350-135/135 je merena na tri mesta zbog lošeg postavljanja mernih baza tokom pripreme eksperimenta. Celokupni i skraćeni (do vrednosti u iznosu od  $\gamma = 2\%$ ) dijagrami izmerene smičuće deformacije su prikazani na slikama (Slika 5-5 i Slika 5-6). Na dijagramima je jasno uočljiv trenutak naglog proširenja smičućih prslina drugog reda, kroz izuzetno veliko povećanje smičuće dilatacije, što je praćeno padom sile na presi. Neposredno pred pad sile na presi, izazvan povećanjem ugiba u gredi, vrednost smičuće dilatacije je iznosila 1.13 mm/m na zapadnoj strani grede pri sili od 280 kN, odnosno 1.05 mm/m na istočnoj strani grede pri sili od 292 kN. Kao što je nekoliko puta u tekstu rečeno, opterećenje na presi je povraćeno, a do loma je došlo pri

opterećenju od 346 kN. Neposredno pred lom, osrednjene smičuće dilatacije na mernim mestima koja obuhvataju smičuće prsline drugog reda su iznosile 10.5 i 5.5 mm/m na zapadnoj i istočnoj strani grede.



Slika 5-5: Dijagram izmerenih smičućih dilatacija na gredu 350-135/135-1

Kvantifikovanje izmerene smičuće deformacije je moguće izvršiti poređenjem sa vrednošću  $\Delta_m/0.5L$ ; ukoliko bi celokupna vrednost ugiba u sredini raspona poticala od smičuće deformacije, ove dve veličine bi bile jednake. Drugim rečima, vrednost  $\delta_{sh} = \gamma/[\Delta/0.5L]$ , predstavlja učešće smičuće deformacije u ukupnoj deformaciji grede u sredini raspona. Međutim, s obzirom da se merena vrednost zasniva na merenju deformacije na delu smičućeg raspona, ovako sračunato učešće ne predstavlja stvaran uticaj smičuće sile na ugib u sredini raspona, ali pruža mogućnost kvantifikovanja izmerene veličine. Tako na primer, deformacija smicanja učestvuje sa 13 i 40% u izmerenom ugibu grede, za vrednost opterećenja usvojenu kao lom grednog mehanizma i opterećenja pri graničnoj nosivosti grede 350-135/135-1, respektivno. Takođe, ovde bi trebalo napomenuti i da je lom svih ostalih greda prikazanih u radu, zabeležen pri izmerenoj osrednjennoj smičućoj deformaciji bliskoj vrednosti od 1.0 mm/m, što je vrednost 10 puta manja od vrednosti izmerenoj na gredama serije 350-135/135 pri graničnom opterećenju, a sa druge strane odgovara vrednosti naglog proširenja kritične prsline i posledičnog povećanja ugiba grede, koje je označeno kao opterećenje pri lomu grednog mehanizma,  $P_{exp}$ , (Tabela 5-1).



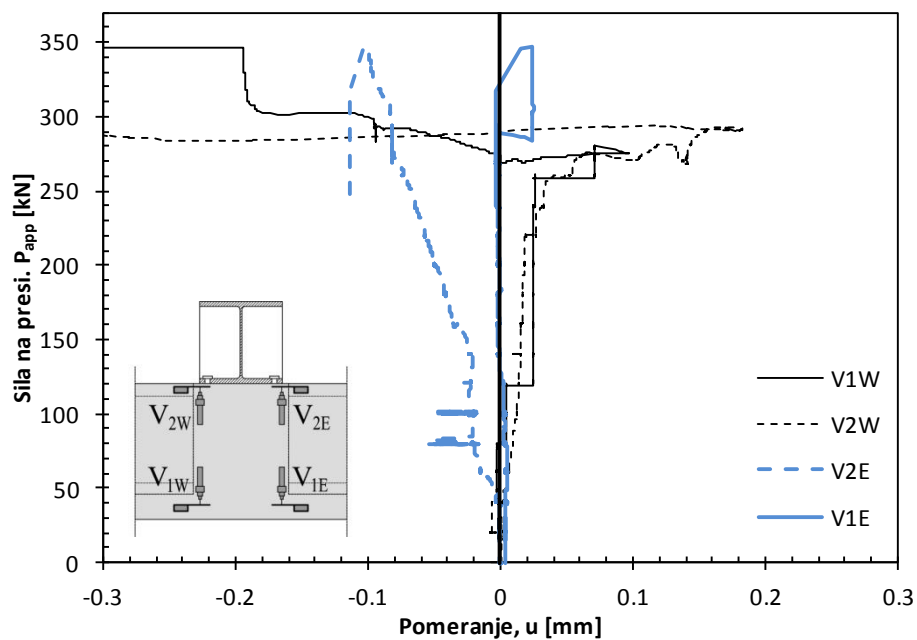
Slika 5-6: 350-135/135-1: Dijagrami izmerenih smičućih dilatacija i ugiba u sredini raspona

### Prsline na betonu ugrađenom unutar šupljine ošupljene ploče

I pored činjenice da je pri ispitivanju uobičajenih, pravougaonih greda, moguće primetiti tranziciju sa grednog na mehanizam luka sa zategom, do loma lučnog mehanizma pravougaonih greda obično dolazi pri malom priraštaju opterećenja nakon loma grednog mehanizma, što nije bio slučaj kod ispitanih greda serije 350-135/135. Dodatno, neposredno pred lom, širina kritičnih kosih prslina je dostizala vrednost od 6 mm, a kroz iste je bio vidljiv neisprskali beton naknadno ugrađen u šupljini montažnog elementa.

### Pomeranje na vertikalnom spoju prefabrikovanog i monolitnog betona

Za razliku od svih ostalih greda prikazanih u ovom radu, pomeranje na vertikalnom spoju monolitnog i prefabrikovanog dela grede je mereno isključivo u vertikalnom pravcu. Razlog ovog odstupanja je popuštanje vertikalnog bočnog dela oplata od stiropora prilikom ugrađivanja betona, usled čega nije bilo moguće sa sigurnošću odrediti položaj prsline na naknadno ugrađenom betonu, a samim tim i postaviti merni instrument. S obzirom na orijentaciju ugibomera prikazanih na dijagramu, deformaciji klizanja na vertikalnoj prslini odgovaraju pozitivne vrednosti pomeranje ugibomera V1 i negativne vrednosti pomeranje ugibomera V2. Merene vrednosti pored klizanja sadrže i deformaciju savijanja jer je horizontalno rastojanje mernih mesta iznosilo 5 cm.



Slika 5-7: Dijagram izmerenih pomeranja na spoju prefabrikovanog i naknadno ugrađenog betona grede 350-135-135-1

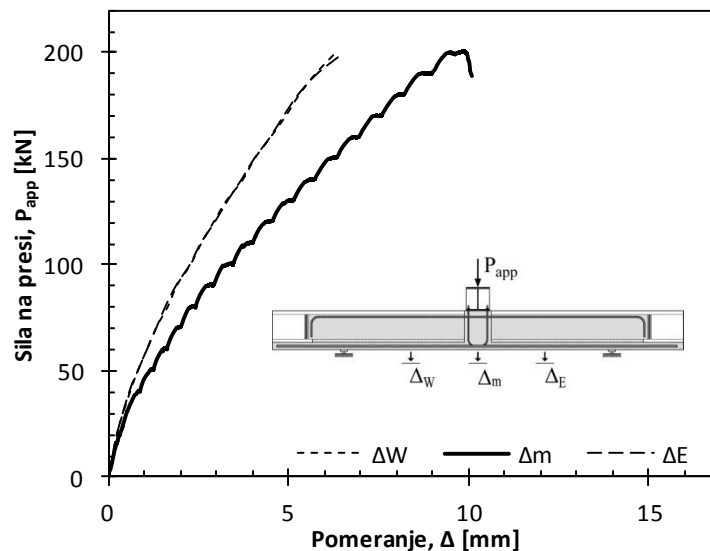
Uvidom u dijagrame pomeranja na mernim mestima (Slika 5-7), može se reći da u toku trajanja eksperimenta nije zabeleženo proklizavanje na vertikalnoj prslini – porastu opterećenja odgovara monotono rastuća razlika pomeranja u vertikalnom pravcu. Pri opterećenju od 280 kN (okarakterisano kao opterećenje pri lomu grednog mehanizma), smičuća prslina na zapadnoj strani grede je propagirala praktično do ivice čeličnog profila kroz koji je unošeno opterećenje, razdvajajući baze između kojih je mereno pomeranje, što je na dijagramu vidljivo kroz promenu znaka izmerenog pomeranja.

### 5.1.2 Greda 265-135/135

#### Veza ugiba i opterećenja

Dijagram koji prikazuje ugib na sredini raspona grede 265-135/135 je dat na slici (Slika 5-8). Prikaz prslina nakon loma grede je dat na slici (Slika 5-9), a kompletan razvoj prslina u toku trajanja eksperimenta u Prilogu. Prve prsline usled savijanja su uočene pri opterećenju od 40 kN, na mestu koje se nalazi na vertikalnom spoju ošupljene ploče i naknadno ugrađenog betona. Sa porastom opterećenja na 50 ÷ 70 kN, prsline u topingu su se formirale duž smičućeg raspona sa visinom do horizontalnog spoja betona ugrađenih u različito vreme. Ovako formirana slika prslina je ostala "zamrznuta" u

narednim fazama opterećenja, a prve prsline u flanši prefabrikovanog elementa su vizuelno uočene pri opterećenju od 100 kN. Gotovo istovremeno sa prodiranjem u flanšu, prsline su propagirale do rebra grede, a sa porastom opterećenja je uočeno njihovo blago zaokretanje ka mestu delovanja opterećenja.



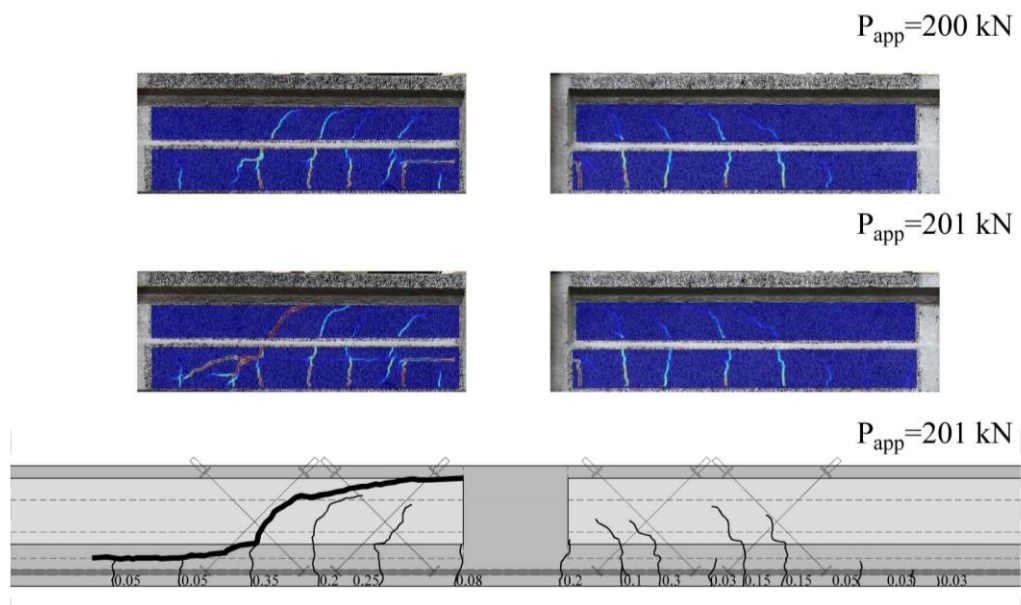
Slika 5-8: Dijagram sila na presi – pomeranje u sredini raspona grede 265-135/135

Lom grede je zabeležen propagacijom poslednje formirane smičuće prsline na istočnoj strani grede, pri sili od 200 kN. Srednje rastojanje prsline je iznosilo 190 mm na istočnoj strani grede i 160 mm na zapadnoj, pri čemu su praktično sve prsline formirane usled savijanja na polovinama smičućeg rastojanja bližim sredini grede ujedno propagirale u smičuće prsline. Takođe, primećen je i sporiji razvoj prsline na zapadnoj strani grede, što je vidljivo i na (Slika 5-9). Razlog nesimetrične slike prsline je delimična delaminacija topinga na istočnoj strani grede uočena fotogrametrijskim merenjem. Pri opterećenju od 150 kN je došlo do odvajanja na spoju betona ugrađenih u različito vreme, počev od kraja ošupljene ploče, do prve vertikalne prsline unutar smičućeg raspona (na dužini od 15 cm). Takođe, sa porastom opterećenja je uočeno povećanje širine, ali ne i produženje ove horizontalne "prsline".

### Dilatacija u armaturi i osrednjena smičuća deformacija

Iako se može reći da delaminacija na ograničenoj dužini nije dovela i do loma grede, očigledan je njen uticaj na povećanje naprezanja u armaturi na smičućem rasponu na kome je formirana. Uvidom u dijagram izmerenih dilatacija podužne armature dat u

Prilogu, vidljiva je promena priraštaja dilatacija u preseku koji se nalazi na polovini istočnog smičućeg raspona u odnosu na dilatacije na zapadnoj polovini grede. Takođe, skok u izmerenoj dilataciji primetan pri opterećenju od 160 kN, odgovara opterećenju pri kome je prslina usled savijanja (čiji položaj se poklapa sa položajem mernog mesta), propagirala u prefabrikovani deo grede.



Slika 5-9: Prikaz prslina grede 265-135/135: u trenucima neposredno pred lom i nakon loma

Do konačnog loma grede je došlo takođe nakon delaminacije, ali na mestu poslednje formirane smičuće prsline, pri čemu se prethodna delaminacija na ograničenoj dužini ne može direktno povezati sa delaminacijom koja je dovela do loma. Neposredno pred lom, pri opterećenju na presi od 190 kN, zabeležen je skok u izmerenoj smičućoj dilataciji (slika data u Prilogu), što je početak otvaranja delaminacione prsline. Efekat delaminacije na širinu smičuće prsline je vidljiv na dijagramu izmerenih pomeranja obraza vertikalnih prslina (Poglavlje 7.3.2). Do progresivnog širenja kritične smičuće prsline dolazi neposredno pred lom, sa produžetkom delaminacije.

Osvtom na sliku prslina, lom grede je po prslini čiji oblik je uobičajen – po zakošenoj prslini nastaloj usled savijanja, koja pri lomu horizontalno proragira na oba kraja – na gornjem kraju kroz pritisnutu zonu do mesta nanošenja opterećenja, a na suprotnom kraju po horizontalnom spoju betona ugrađenih različito vreme. Progresivna propagacija po spoju, umesto uobičajenog pružanja duž zategnute armature, za posledicu ima brže širenje prsline koje je dovelo do preuranjenog loma po istoj (Poglavlje 7.4)



## 5.2 GREDE SA OŠUPLJENOM PLOČOM VISINE 350 MM

U ovom poglavlju su prikazani rezultati eksperimentalnog ispitivanja greda formiranih od ošupljenih ploča visine 350 mm, sa popunjenim šupljina na dužini od 800 i 350 mm. Prikazani su rezultati ispitivanja četiri grede: dve grede 350-185/80, grede 350D-185/80 i grede 350-185/35; pri čemu su prve dve grede izvedene u prvoj, a druge dve u drugoj seriji. Sve ispitane grede su bile jednakog raspona, sa prefabrikovanim delom jednakih mehaničkih karakteristika i sa približno jednakom količinom ugrađene podužne armature u konstruktivnom topingu debljine 80 mm. Razlika je pored pomenutih karakteristika naknadno ugrađenog betona bila i u dužini popunjavanja šupljine prefabrikovanog elementa, a u slučaju grede 350D i u načinu oslanjanja ošupljene ploče. Kako je navedeno, sve grede su imale približno jednaku količinu ugrađene armature – sve su sadržale istu količinu šipki sa istim nazivnim prečnikom (Poglavlje 4.7).

Tabela 5-2: Eksperimentalni rezultati greda 350-185/80, 350D-185/80 i 350-185/35

greda	strana	karakteristike poprečnog preseka						eksperimentalni rezultati				tip loma
		h [mm]	d [mm]	L [mm]	$A_s$	$f_{cm,HCS}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{cm,topp}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$P_{exp}$ [kN]	$\Delta_{m,exp}$ [mm]	$\gamma_{exp}$ [10 <sup>-3</sup> ]	$\omega_{exp}$ [mm]	
350-185/80-1	zapad (W)	430	390	4000	3Ø22	39.8	34.8	219.9	13.7	0.78	0.69	FS
350-185/80-2	istok (E)							239.4	14.6	1.16	(0.34)	FS
350D-185/80	zapad (W)	430	390	4000	3Ø22	39.8	43.0	200.6	11.8	1.03	0.58	FS
350-185/35	zapad (W)							161.7	9.3	1.08	0.34	FS/D

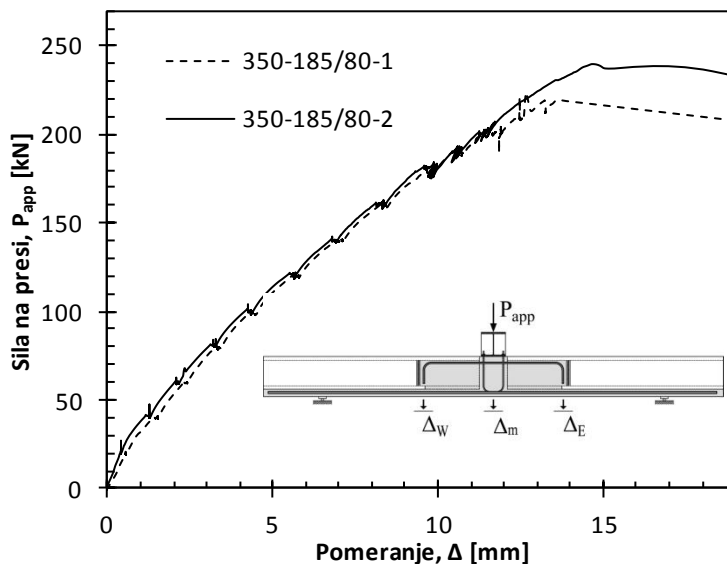
Napomena: FS - smičući lom savijanjem  
D - delaminacija

Pregled osnovnih rezultata ispitivanja je prikazan u tabeli (Tabela 5-2). Prikazani rezultati obuhvataju: eksperimentalno određenu graničnu silu nosivosti,  $P_{exp}$ , ugib na sredini raspona neposredno pred lom,  $\Delta_{m,exp}$ , smičuće dilatacije neposredno pred lom,  $\gamma_{exp}$  i najveću zabeleženu širinu kritične smičuće prsline na rebro grede,  $w_{exp}$ .

### 5.2.1 Grede 350-185/80

Grede grupe 350-185/80 su bile geometrijski i materijalno indentične, sa praktično jednakim odgovorom pri nanošenju opterećenja. Dijagrami izmerenih ugiba na sredini raspona greda su prikazani na slici (Slika 5-10) i suštinski se ne razlikuju izuzev vrednosti graničnog opterećenja. Kao što je prethodno navedeno, presa sa kojom je izvedeno ispitivanje greda raspona 4.0 m je imala neobjašnjivih problema u održavanju sile pri višim opterećenjima. Oscilovanje izmerenih vrednosti na prikazanim

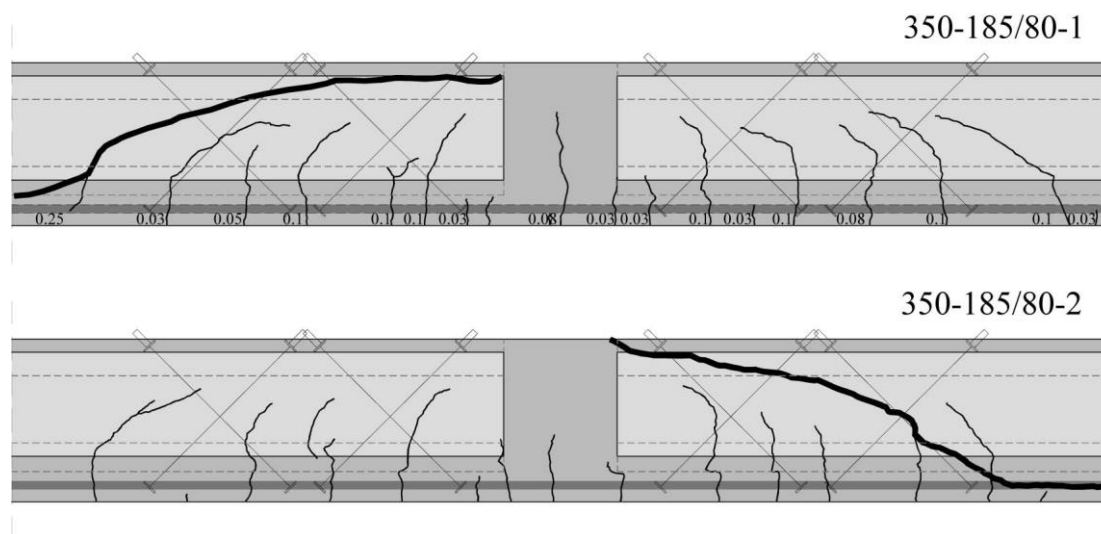
dijagramima počev od opterećenja na presi u iznosu od 200 i 180 kN u slučaju prve i druge grede respektivno, posledica je kvara na opremi, a ne konstruktivnog odgovora. Sa svakom sledećem ispitanom gredom, nekontrolisani gubitak sile na presi se javljao pri sve manjoj vrednosti nanešene sile.



Slika 5-10: Dijagram sila na presi – pomeranje u sredini raspona grede 350-185/80

Prikaz prslina nakon loma grede je prikazan na slici (Slika 5-11), a prikaz za pojedine vrednosti sile na presi je dat u Prilogu. S obzirom da su grede ove grupe izrađene u okviru prve serije grede, pre početka ispitivanja je uočeno nekoliko prslina usled sprečenog skupljanja naknadno ugrađenog betona, koje su se pružale do nivoa podužne armature. Međutim, za razliku od grede grupe 350-135/135, njihov raspored je bio slučajan, sa rastojanjem od  $30 \div 60$  cm. Sa nanošenjem opterećenja, prsline usled savijanja su formirane u nastavku postojećih prslina usled sprečenog skupljanja naknadno izlivenog betona ili između, tako da je horizontalno rastojanje prslina usled savijanja na nivou zategnute armature iznosilo  $180 \div 220$  mm. Prve prsline usled savijanja u topingu su uočene pri opterećenju na presi u iznosu od 60 kN, sa prodiranjem u flanšu prefabrikovanog dela grede pri opterećenju od 100 kN, a pri opterećenju od  $120 \div 180$  kN su formirane prsline u rebru grede koje su postepeno zaokretale ka mestu delovanja opterećenja. Do opterećenja od 180 kN, sve formirane smičuće prsline su se nalazile na delu grede sa popunjenom šupljinom prefabrikovanog elementa. Prsline u rebru ošupljenog dela grede su formirane pri opterećenjima od 190 i 180 kN na zapadnoj strani prve i druge grede, a na istočnim stranama pri opterećenju od

200 kN. Dodatno, na zapadnoj strani druge grede je pri opterećenju od 200 kN formirana još jedna smičuća prslina, čije širenje je dovelo do loma grede.

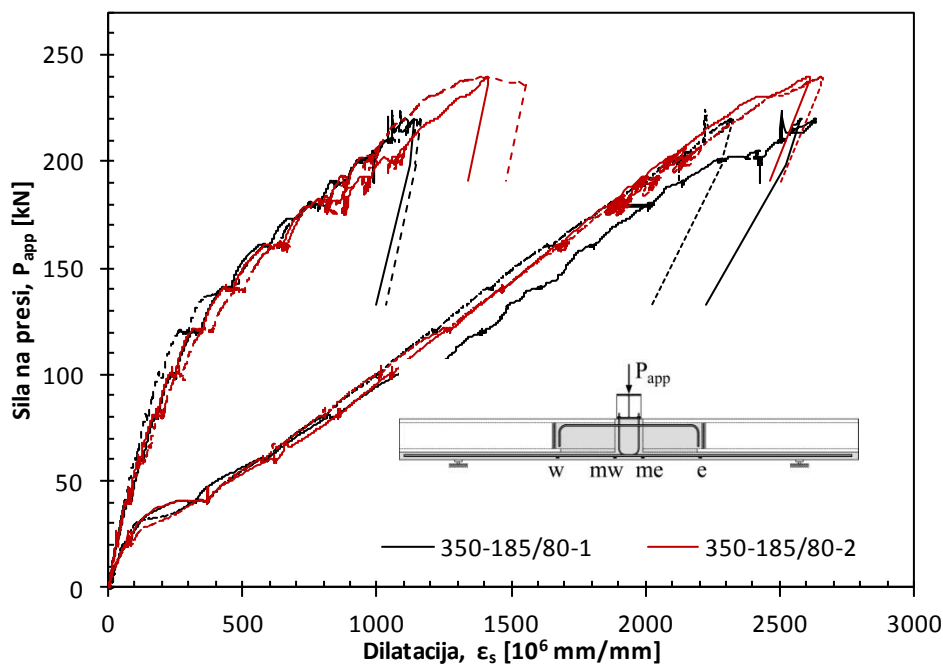


Slika 5-11: Prikaz prslina na južnom licu grede 350-185/80 nakon loma

Za razliku od prethodno formiranih smičućih prslina, prsline formirane na ošupljenom delu grede su praktično istovremeno sa ulaskom u flanšu prefabrikovanog dela, propagirale čitavom visinom rebra. Samim nastankom, njihova širina je iznosila 0.2 mm (prslina na zapadnoj strani prve grede) i 0.11 mm (prslina na istočnoj strani druge grede). Takođe, dinamika širenja ovih prslina sa nanošenjem dodatnog opterećenja se u velikoj meri razlikovala od ostalih, prethodno formiranih smičućih prslina na delu grede sa popunjenim šupljinama (Poglavlje 7.3).

Trebalo bi spomenuti i da je pri opterećenju od oko 140 kN fotogrametrijskim osmatranjem uočena ograničena delaminacija topinga na zapadnoj strani prve grede serije, na delu između dve prsline neposredno uz osu simetrije. Efekat delaminacije je moguće primetiti i na dijagramu horizontalnog pomeranja na spoju betona ugrađenih u različito vreme datog u Prilogu. Na istom dijagramu se vidi slično ponašanje ugibomera i sa istočne strane grede pri opterećenju od 170 kN, što ukazuje takođe na moguću delaminaciju. Međutim, uzrok nije moguće sa sigurnošću navesti jer istočna strana nije fotogrametrijski osmatrana, a golim okom razvoj horizontalne prsline nije uočen ni sa jedne strane grede. S obzirom da je dužina uočene delaminacije ostala praktično nepromenjena do kraja eksperimenta, može se zaključiti da nije imala uticaja na izmerenu graničnu vrednost.

## Dilatacija u armaturi



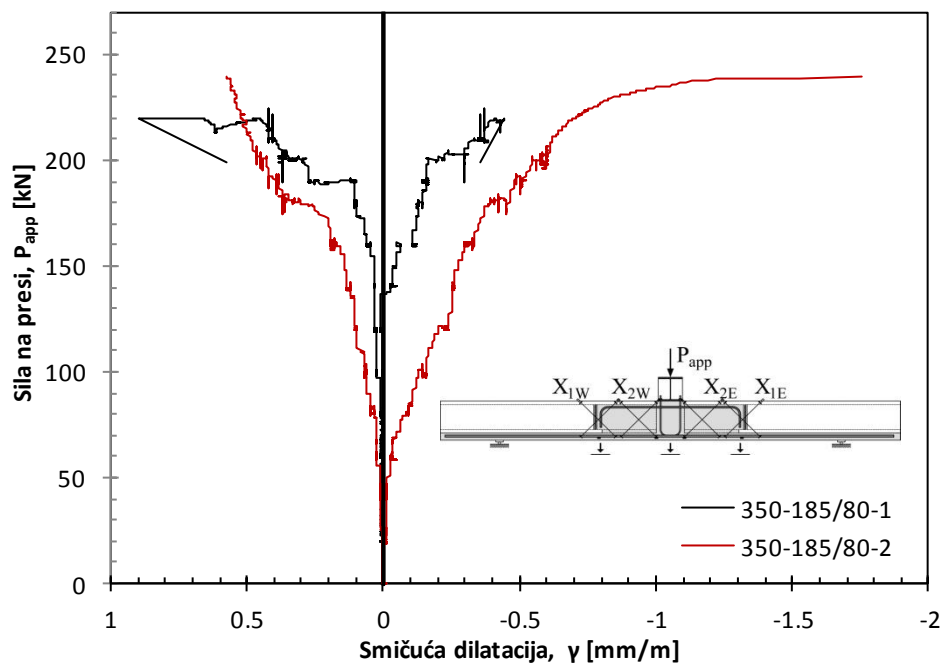
Slika 5-12: 350-185/80: Dijagram izmerenih dilatacija u zategnutoj armaturi na sredini grede i polovini smičućeg raspona

Dijagrami izmerenih dilatacija na podužnoj armaturi su prikazani na (Slika 5-12). Na dijagramima je moguće zapaziti opterećenje pri otvaranju prslina na sredini raspona i opterećenje pri nastanku prslina na polovini smičućeg raspona kroz promenu priraštaja izmerenih dilatacija u armaturi na odgovarajućim mestima. Nakon formiranja prslina u prefabrikovanom delu grede na polovini smičućeg raspona, priraštaj dilatacija u armaturi u ovom preseku je približno jednak priraštaju u sredini raspona.

## Smičuća deformacija

Na prvoj gredi do velikog priraštaja smičućih dilatacija dolazi pri opterećenju od 190 i 200 kN na zapadnoj i istočnoj strani grede, a na drugoj pri opterećenju od 175 kN na zapadnoj strani, dok je na istočnoj očljljivo postepeno povećanje priraštaja smičuće deformacije pri opterećenju od 210 kN (Slika 5-13). Logično, defomacije izmerene ugibomerima postavljenim u X konfiguraciju jasno ukazuju na trenutke pojave smičućih prslina, kao i brzinu njihovog širenja, što je u skladu sa rezultatima pomeranja dobijenim fotogrametrijskim osmatranjem. Lom grede je zabeležen pri izmerenoj

smičućoj dilataciji na polovini smičućeg raspona u iznosu od 0.067‰ na zapadnom delu prve i pri 1.11‰ na istočnom delu druge grede.



Slika 5-13: Dijagram izmerenih smičućih dilatacija u presecima na četvrtinama smičućeg raspona grede 350-185/80

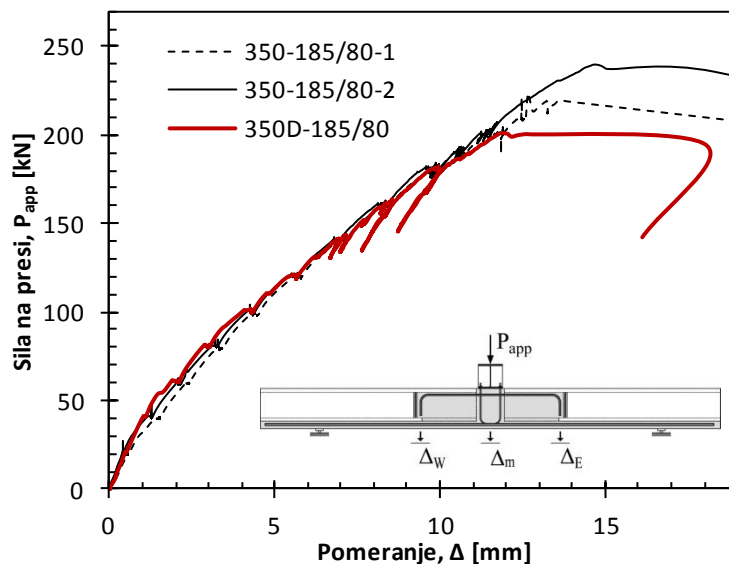
## 5.2.2 Greda 350D-185/80

Greda 350D-185/80 je projektovana kao jednaka grupi grede 350-185/80, sa jedinom konstruktivnom razlikom u postojanju kontakta prefabrikovanog elementa i čeličnog profila preko koga se sila sa prese unosi u gredu. Geometrijske i materijalne karakteristike prefabrikovanog elementa, dužina popunjavanja šupljine naknadno ugrađenim betonom, visina topinga, raspon i količina podužne armature su jednaki, a s obzirom da greda 350D-185/80 pripada drugoj seriji eksperimentalnih greda, razlika postoji u mehaničkim karakteristikama naknadno ugrađenog betona i spoja betona ugrađenih u različito vreme. Direktan kontakt prefabrikovanog elementa i čeličnog profila je ostvaren posredno, preko sloja gipsa debljine 5 mm. U cilju nepromenljivosti ukupnog raspona eksperimentalne grede, prefabrikovani elementi su za 70 mm duži nego što je slučaj kod grede grupe 350-185/80.

Detaljni dijagrami svih rezultata merenja u toku izvođenja eksperimenta su prikazani u Prilogu, dok su rezultati prikazani na dijagramima u ovom poglavlju, dati zajedno sa

rezultatima merenja greda grupe 350-185/80, koji su ovom prilikom ponovljeni. Ovakav prikaz je usvojen u cilju jednostavnijeg direktnog poređenja.

### Veza ugiba i opterećenja

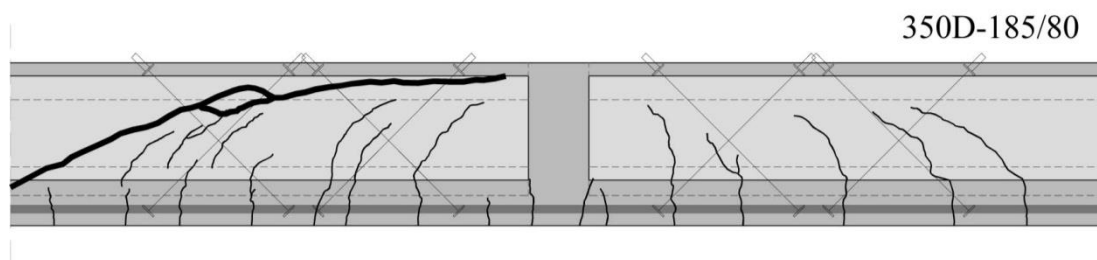


Slika 5-14: Dijagram ugiba na polovini raspona,  $\Delta_m$ : grede 350D-185/80 i grupe greda 350-185/80

Dijagrami ugiba na sredini grede i na polovini smičućeg raspona su prikazani u Prilogu, a zbirni dijagram ugiba greda sa ošupljenom pločom visine 350 mm i popunjenom šupljinom na dužini od 800 mm na slici (Slika 5-14). Suštinski, odgovor grede 350D-185/80 se ne razlikuje od odgovora greda grupe 350-185/80, sa indirektnim oslanjanjem prefabrikovanih elemenata, a razlika vidljiva pri nižim vrednostima opterećenja je posledica razlike u mehaničkim karakteristikama naknadno ugrađenog betona i nepodudarnosti mernih mesta (Poglavlje 4.5). Takođe, s obzirom da je greda 350D-185/85 poslednje ispitana greda na dispoziciji raspona 4.0 m, gubitak potpune kontrole sile na presi je primetan već pri opterećenju od 140 kN.

Prikaz prslina nakon loma greda je dat na slici (Slika 5-15), a prikaz za pojedine vrednosti sile na presi u Prilogu. Razvoj prslina je bio vrlo sličan kao i za grede grupe 350-185/80. Prve prsline usled savijanja u topingu su uočene pri opterećenju na presi u iznosu od 60 kN, sa prodiranjem u rebro prefabrikovanog dela grede pri opterećenju od 100 kN. Formiranje prslina u rebro ošupljenog dela grede je uočeno pri opterećenju na presi pri iznosu od 160 kN, simetrično u odnosu na sredinu grede. Na zapadnoj strani

severnog lica grede su uočene tri bliske prsline u rebro za koje vizuelno nije bilo moguće utvrditi povezanost sa prethodno formiranom prslinom usled savijanja. Napredovanje ovih prsline u sledećem koraku nanošenja opterećenja je imalo tendenciju formiranja jedinstvene smičuće prsline, ali je pri opterećenju od 200 kN došlo do loma po novoformiranoj prslini. Formiranje poslednje smičuće prsline je bilo slično kao i kod ostalih greda sa popunjenom šupljinom na dužini od 800 mm – ulaskom u prefabrikovani deo grede prsline je istovremeno propagirala kroz rebro grede. U tom trenutku, kritična smičuća prsline se spojila sa prethodno formiranom smičućom prslinom i propagirala kroz pritisnutu zonu grede. Takođe, pri opterećenju od 200 kN je i sa istočne strane grede formirana slična smičuća prsline. Formiranje smičuće prsline na ošupljenom delu grede je uočeno pri jednakom iznosu opterećenja kao za grede grupe 350-185/80, a niža vrednost graničnog opterećenja je zabeležena jer se ta smičuća prsline spojila sa grupom prethodnih (Slika 5-15).



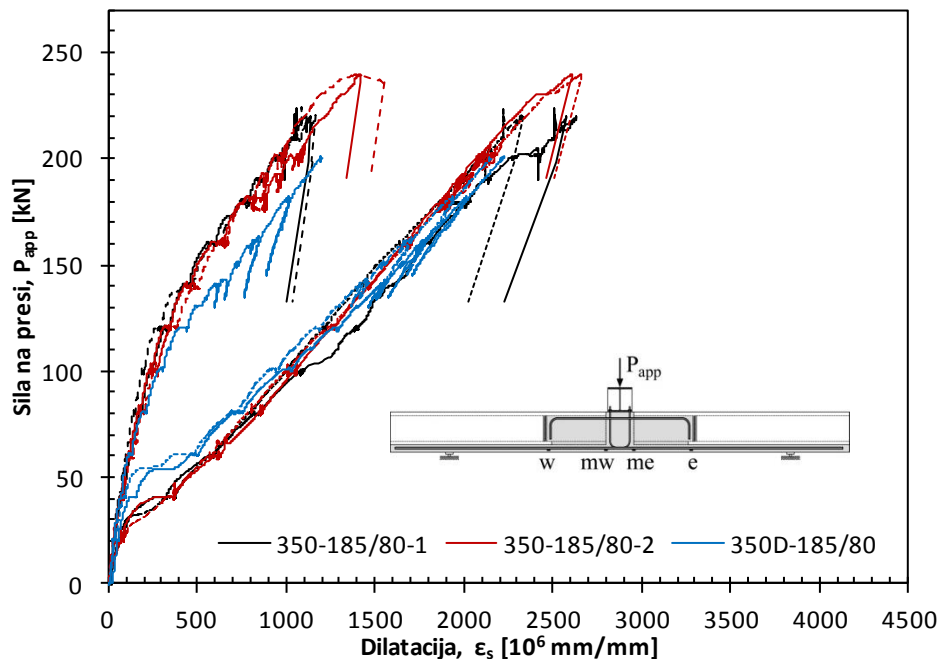
*Slika 5-15: Prikaz prsline na južnom licu grede 350D-185/80 nakon loma*

Tokom izvođenja eksperimenta nije zabeleženo odvajanje po horizontalnom spoju betona ugrađenih u različito vreme, a horizontalna grana kritične smičuće prsline se očekivano pružala duž zategnute armature.

### **Dijagrami izmerenih dilatacija u podužnoj armaturi i smičuće deformacije**

Dijagrami izmerenih dilatacija u armaturi su prikazani Prilogu, a zbirni dijagram grede sa ošupljenom pločom visine 350 mm i popunjenom šupljinom na dužini od 800 mm na slici (Slika 5-16). U preseku na polovini raspona grede je primetna razlika u opterećenju pri otvaranju prvih prsline usled savijanja, a u preseku na polovini smičućeg raspona razlika u priraštaju dilatacija nakon otvaranja prsline na polovini smičućeg raspona. Razlika u zabeleženoj vrednosti opterećenja pri otvaranju prvih prsline je posledica niže čvrstoće na zatezanje naknadno ugrađenog betona i postojanja prsline u

topingu greda grupe 350-185/80 usled skupljanja. Sa druge strane, za razliku u priraštaju dilatacija na polovini smičućeg raspona primetnu nakon opterećenja na presi od 130 kN (propagacija prsline u flanšu prefabrikovanog elementa u neposrednoj blizini mernog mesta), nema jasnog objašnjenja. Jedina razlika u odnosu na prethodno ispitane grede je u postojanju kontakta ošupljene ploče i čeličnog profila.

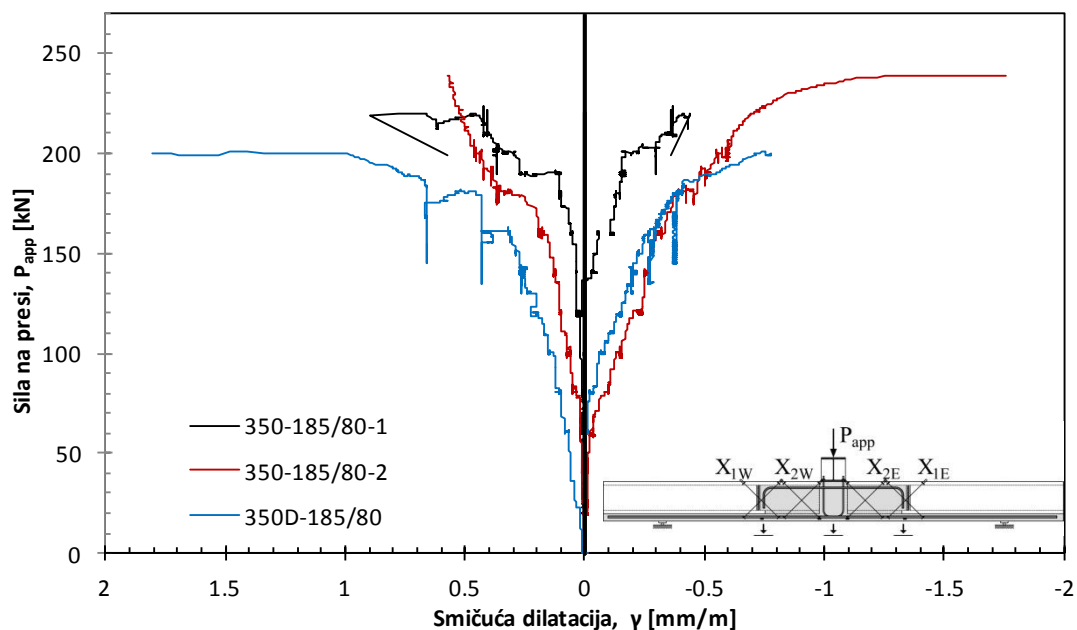


Slika 5-16: Dijagram izmerenih dilatacija u armaturi greda 350(D)-185/80

Zbirni prikaz izmerenih smičućih deformacija je dat na dijagramu (Slika 5-17). Promena priraštaja deformacija, vidljiva kao promena nagiba krivih na dijagramu, počinje pri opterećenju od 182 kN, što odgovara neznatnom padu sile na presi i otvaranju poslednje formiranih, kritičnih smičućih prsline u rebru grede. Slično kao i u slučaju greda grupe 350-185/80, brzina otvaranja ovih prsline sa priraštajem opterećenja je neuporedivo veća od svih prethodno formiranih (Poglavlje 7.3). Lom grede je zabeležen po smičućoj prslini sa najvećom brzinom širenja - na poslednjoj smičućoj prslini zapadne strane grede. Pri opterećenju na presi od 199 kN, širina kritične prsline na spoju rebra i donje flanše grede je iznosila 0.25 mm, da bi već pri opterećenju od 200 kN širina iznosila 0.46 mm. Slično, na dijagramu (Slika 5-17) je primetno povećanje priraštaja smičućih deformacija u intervalu opterećenja između 186 i 200 kN, nakon čega do priraštaja deformacija dolazi bez priraštaja opterećenja. Izmerena smičuća dilatacija na polovini zapadnog smičućeg raspona neposredno pred lom je iznosila 0.99‰. Na dijagramu je



potrebno zapaziti i jednaki nagib svih krivih do trenutka otvaranja kritične smičuće prsline, što ukazuje jednaku smičuću krutost svih greda.



Slika 5-17: Dijagram izmerenih smičućih dilatacija na polovini smičućeg raspona ( $X_1$ ), na južnom licu greda 350-185/85 i grede 350D-185/80

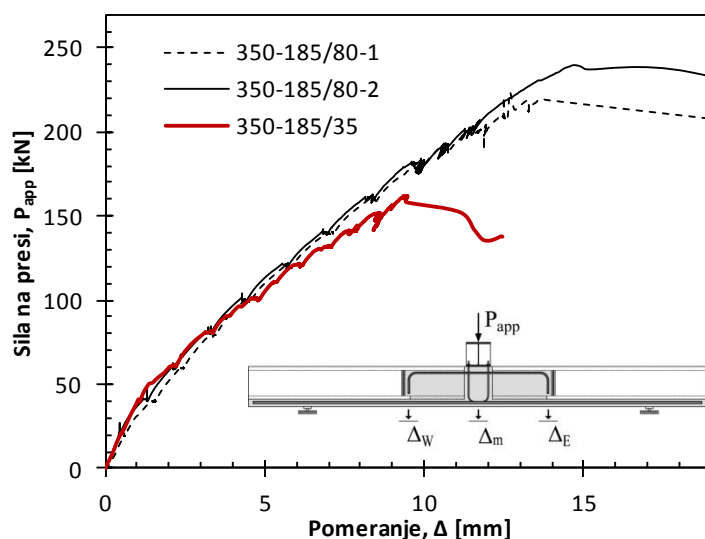
### 5.2.3 Greda 350-185/35

Greda 350-185/35 je projektovana kao i grede grupe 350-185/80, sa razlikom u dužini popunjavanja šupljine prefabrikovanog elementa. S obzirom da je izvedena u drugoj seriji greda, razlika u odnosu na grupu 350-185/80 je i u mehaničkim karakteristikama naknadno ugrađenog betona. Dužina popunjavanja betona iznosi samo 350 mm, i jednaka je visini prefabrikovanog elementa. Ovako mala dužina je odbrana u cilju sagledavanja dužine popunjavanja šupljine na nosivost indirektnog oslonca.

#### Veza ugiba i opterećenja

Zbirni dijagram ugiba grede 350-185/35 i grupe greda je prikazan na slici (Slika 5-18). Pri nižim vrednostima opterećenja primetna je veća krutost grede usled više čvrstoće naknadno ugrađenog betona, dok je pri višim vrednostima primetno smanjenje krutosti u odnosu na grupu greda 350-185/85. Uzrok veće vrednosti izmerenih ugiba pri većem intenzitetu opterećenja je kraća dužina popunjavanja šupljine prefabrikovanog elementa i u skladu sa tim, brža propagacija i širenje smičućih prsline, odnosno, veća vrednost smičuće deformacije. Takođe, na dijagramu je moguće uočiti i pad krutosti u odnosu na

grede grupe 350-185/80 pri opterećenju od 80 i 100 kN, što odgovara formiranju prvih prslina u flanši i rebro prefabrikovanog elementa, a gubici sile na presi pri opterećenju od 150 kN su posledica neispravnosti opreme. S obzirom na kratku dužinu popunjavanja šupljine, praktično sve prsline su formirane na ošupljenom delu grede, sa karakterističnom trenutnom propagacijom po celoj visini rebra. Prikaz prslina na južnom licu grede nakon loma je dat na slici (Slika 5-20), a prikaz za pojedine vrednosti sile na presi u Prilogu.

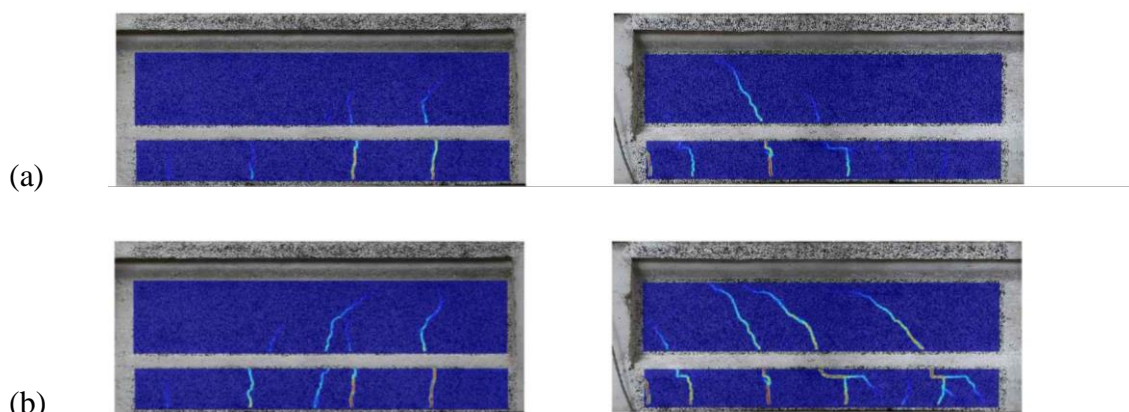


Slika 5-18: Dijagram ugiba na polovini raspona,  $\Delta_m$ , grede: 350-185/35 i grupe greda 350-185/80

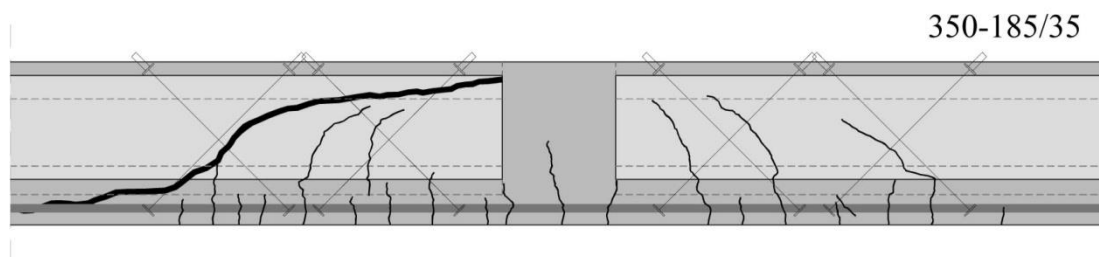
Slično kao i slučaju grede 350D-185/80, koja je izrađena u istoj seriji kao i greda 350-185/35, prve prsline usled savijanja u topingu su uočene pri opterećenju na presi u iznosu od 60 kN, a već pri opterećenju od 80 kN, prslina na istočnoj strani je propagirala u rebro. Ova vertikalna prslina se nalazila na delu grede sa popunjenom šupljinom, a u sledećem koraku opterećenja je formirana i druga smičuća prslina na istoj strani grede, ali na ošupljenom delu. U ovom trenutku, na istočnoj strani grede su postojale dve smičuće prsline, dok na zapadnoj nije uočena nijedna.

Manja krutost istočnog dela grede je uočljiva i na dijagramu ugiba u četvrtinama raspona datom u Prilogu, a ova razlika u ugibima je ostala praktično nepromenjena do kraja izvođenja eksperimenta. Prslina u rebro zapadnog kraja grede su formirane pri opterećenju od 120 kN, a uočena nesimetričnost i nekontinualnost prslina usled savijanja je ukazivala na postojanje ograničene delaminacije. Ograničena delaminacija

pri opterećenju od 120 kN je potvrđena fotogrametrijskim merenjem (Slika 5-19). Efekat delaminacije je vidljiv i na dijagramu izmerenih dilatacija u podužnoj armaturi datom u Prilogu, kao porast dilatacije pri konstantnom opterećenju. Takođe, na prikazu prslina (Slika 5-20), je vidljivo formiranje vertikalnih prslina u topingu na delamiranoj dužini, na srednjem rastojanju od 80 mm. Lom grede pri opterećenju u iznosu od 162 kN je zabeležen po poslednjoj smičućoj prslini na zapadnoj strani grede, pri čemu se horizontalna grana smičuće prsline pružala duž spoja betona ugrađenih u različito vreme.



Slika 5-19: Prikaz prslina na severnom licu grede 350-185/35: pri opterećenju od 120 kN (a); pri opterećenju od 150 kN (b)

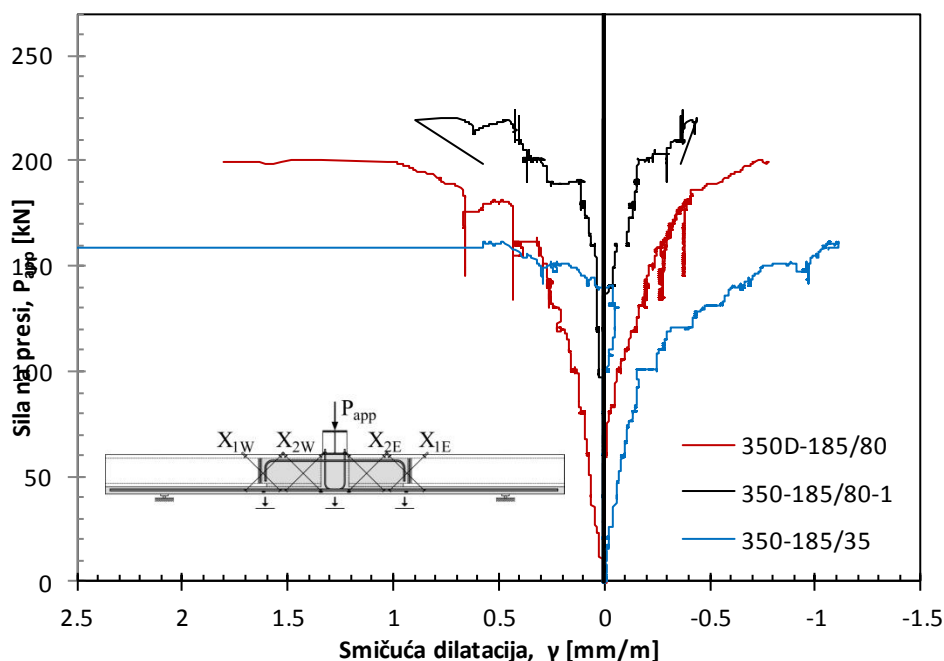


Slika 5-20: Prikaz prslina na južnom licu grede 350-185/35 nakon loma

### Dijagrami izmerenih smičućih deformacija

Nesimetrična deformacija grede je jasno ilustrovana na dijagramu izmerenih smičućih deformacija na polovini smičućeg raspona, prikazanom na slici (Slika 5-21). Priraštaj izmerene deformacije klizanja na istočnoj polovini grede je do formiranja smičuće prsline pri opterećenju od 110 kN bio sličan kao i u slučaju svih ostalih greda sa prefabrikovanim elementom visine 350 mm, nakon čega priraštaj raste sa porastom opterećenja. Pri opterećenju od 150 kN, izmerena smičuća deformacija dostiže vrednost

od 1‰. Na zapadnoj polovini grede priraštaj deformacije praktično nije registrovan sve do opterećenja od 138 kN, a nakon opterećenja od 100 kN je registrovana deformacija suprotnog znaka od očekivanog, što ukazuje na početak odvajanja topinga. Sličan efekat je moguće zapaziti u slučaju svih greda kod kojih je zabeležena delaminacija topinga. Nakon opterećenja od 138 kN otpočinje delaminacija po spoju topinga i ošupljene ploče uz karakteristično ubrzano širenje smičućih prslina. Posledica je i porast smičuće deformacije vidljiv na dijagramu.



Slika 5-21: Dijagram izmerenih smičućih diltacija na polovini smičućeg raspona ( $X_1$ ), na južnom licu grede 350-185/85 i grede 350-185/35

### 5.3 GREDE SA OŠUPLJENOM PLOČOM VISINE 265 MM

U ovom poglavlju su prikazani rezultati eksperimentalnog ispitivanja greda serije 265-135/65, greda koje su formirane od ošupljenih ploča visine 265 mm, kontinuiranih na polovini raspona naknadno izlivenim betonom topinga visine 80 mm. Dužina popunjavanja šupljina je iznosila 650 mm. Ukupno je ispitano tri geometrijski identične grede: prve dve grede su izrađene u prvoj seriji greda i bile su materijalno jednake, dok se treća razlikovala u mehaničkim karakteristikama naknadno ugrađenog betona i u vrednosti sile prethodnog naprezanja (Poglavlje 4.2). Količina ugrađene podužne armature u svim gredama je bila jednaka, a smičući raspon, dužina

popunjavanja kanala i procenat armiranja podužnom zategnutom armaturom su bili približno jednaki gredama sa visinom prefabrikovanog elementa od 350 mm i raspona 4000 mm.

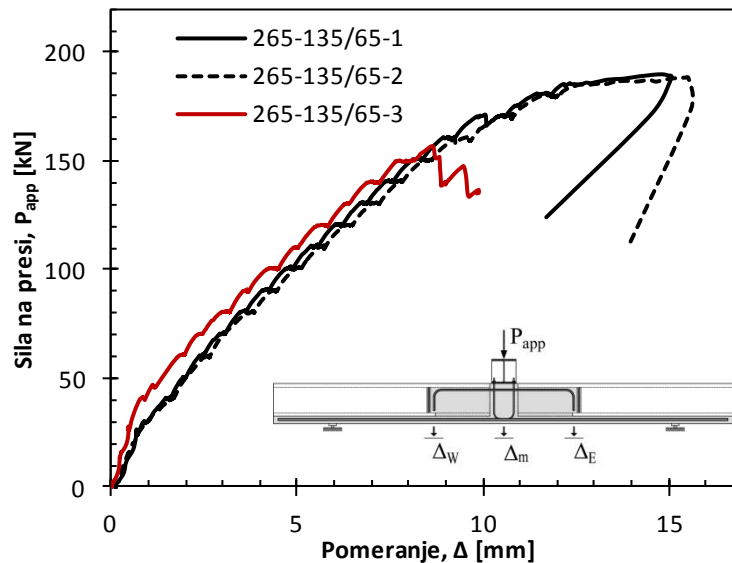
Pregled osnovnih rezultata ispitivanja je prikazan u tabeli (Tabela 5-3). Prikazani rezultati obuhvataju: eksperimentalno određenu graničnu silu nosivosti,  $P_{exp}$ , ugeb na sredini raspona neposredno pred lom,  $\Delta_{m.exp}$ , smičuće dilatacije (klizanja) neposredno pred lom,  $\gamma_{exp}$  i maksimalno zabeleženu širinu smičuće prsline na rebru grede,  $w_{exp}$ .

Tabela 5-3: Eksperimentalni rezultati greda 350-135/135 i 265-135/135

greda	strana	karakteristike poprečnog preseka						eksperimentalni rezultati				tip loma
		h [mm]	d [mm]	L [mm]	$A_s$	$f_{cm,HCS}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{cm,topp}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$P_{exp}$ [kN]	$\Delta_{m.exp}$ [mm]	$\gamma_{exp}$ [10 <sup>-3</sup> ]	$\omega_{exp}$ [mm]	
265-135/65-1	zapad (W)	345	300	3000	3Ø18	42.4	34.8	189.4	14.9	1.77	0.75	FS
265-135/65-2	istok (E)							188.4	15.1	1.18	0.65	FS
265-135/65-3	istok (E)	345	300	3000	3Ø18	44.3	43.0	157.2	8.6	1.54	1.27	FS/D

Napomena: FS - smičući lom savijanjem  
D - delaminacija

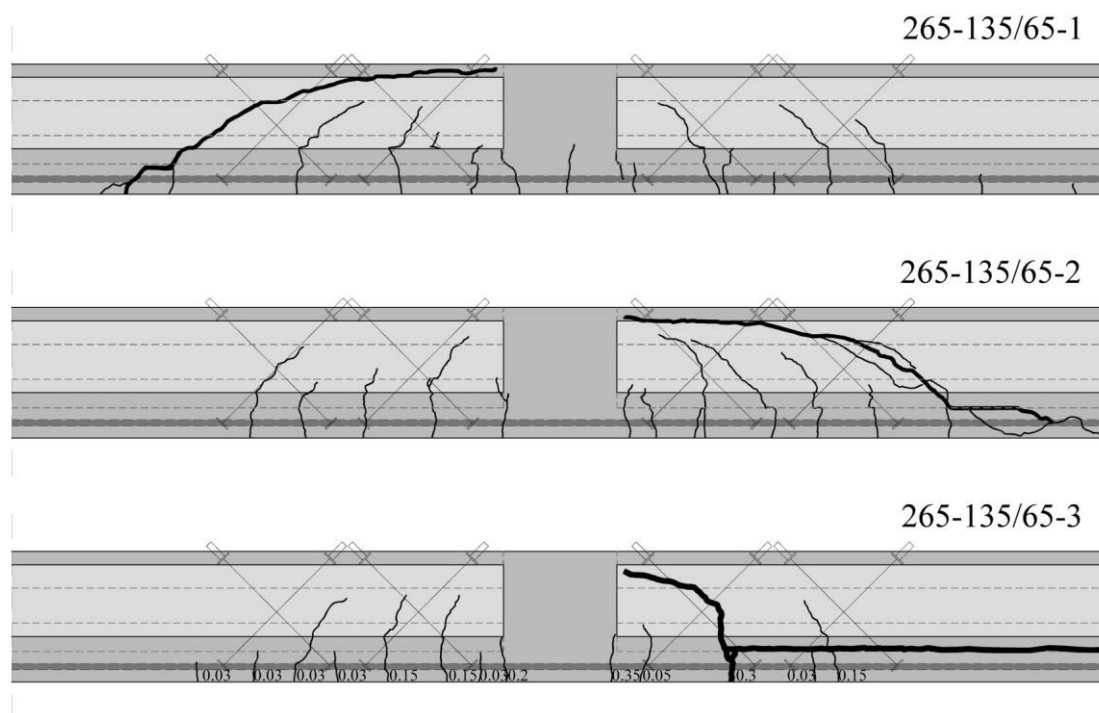
### Veza opterećenja i ugiba



Slika 5-22: Dijagram ugiba na polovini raspona,  $\Delta_m$ , grede grupe 265-135/65

Dijagrami izmerenih ugiba na polovini raspona greda grupe 350-135/65 su prikazani na slici (Slika 5-22). Slično kao na svim zbirnim dijagramima greda izrađenih u prvaj i drugoj seriji, vidljiv je uticaj čvrstoće naknadno ugrađenog betona, dok je na ovom dijagramu vidljiv i uticaj sile prednaprezanja prefabrikovanog elementa – ošupljene

ploče treće grede su imale dvostruko veću količinu prednapregnutih užadi, tj., skoro dvostruko veću silu prednaprezanja. Lom prve dve grede je zabeležen po prslini formiranoj na ošupljenom delu grede pri opterećenju od 189 i 188 kN, dok je lom treće grede zabeležen pri opterećenju od 157 kN. Do ranijeg loma treće grede je došlo usled odvajanja topinga, a prslina na kojoj je zabeležen lom se nalazila na delu sa šupljinom ispunjenom naknadno ugrađenim betonom.



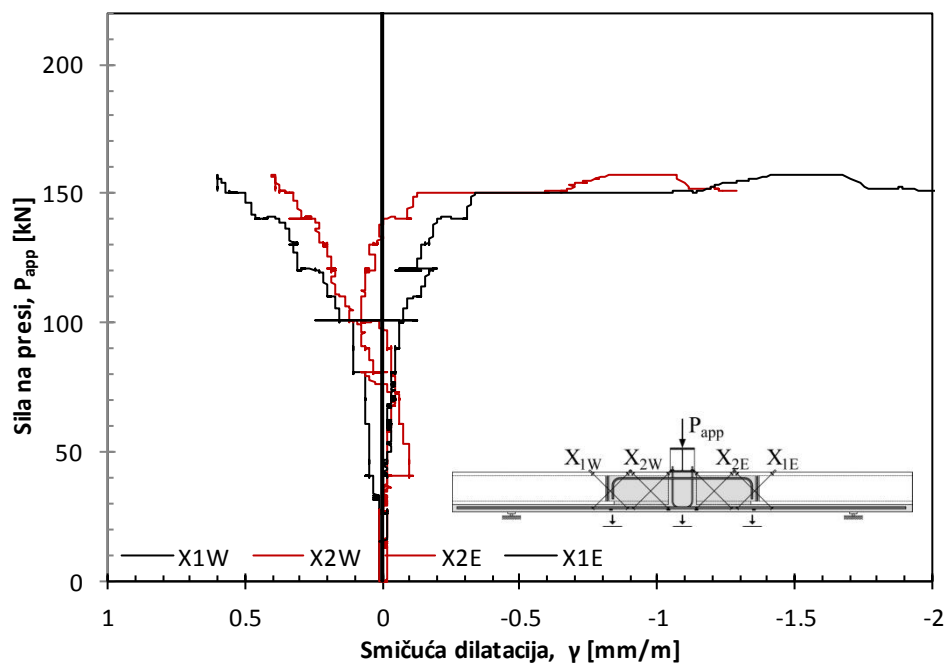
*Slika 5-23: Prikaz prslina na južnom licu greda 265-135/65 nakon loma*

Prikaz prslina nakon loma greda je dat na slici (Slika 5-23), a prikaz za pojedine vrednosti sile na presi u Prilogu. Prve prsline na kraju prefabrikovanog elementa u sredini grede su formirane pri opterećenju od 40 i 50 kN, u flanši prefabrikovanog elementa pri opterećenju od 80 i 90 kN, u rebro pri opterećenju od 100 i 110 kN, a na ošupljenom delu grede pri opterećenju od 170 i 160 kN, za prvu i drugu gredu respektivno. U slučaju treće grede, proces formiranja prslina je išao praktično istim tokom sve do opterećenja od 150 kN, kada otpočinje progresivno otvaranje horizontalne grane druge smičuće prsline sa istočne strane grede. Trebalo bi napomenuti da je lokalna delaminacija na ovoj prslini uočena istovremeno sa formiranjem prsline na severnom licu grede (osmatranom digitalnom kamerom), ali nije uočen i njen uticaj na dalju propagaciju prsline u rebro – sa porastom opterećenja je uočeno samo širenje

prsline, sve do vrednosti od 150 kN. Sa početkom progresivnog odvajanja topinga pri opterećenju od 150 kN, kompletna deformacija grede je bila koncentrisana na ovoj prslini, što je dovelo do loma pri opterećenju od 157 kN.

### Dijagrami izmerenih smičućih deformacija

Na dijagramu izmerenih smičućih deformacija grede 265-135/65-3 (Slika 5-24) se može zapaziti sličan odgovor koji je zabeležen i na gredi 350-185/35.

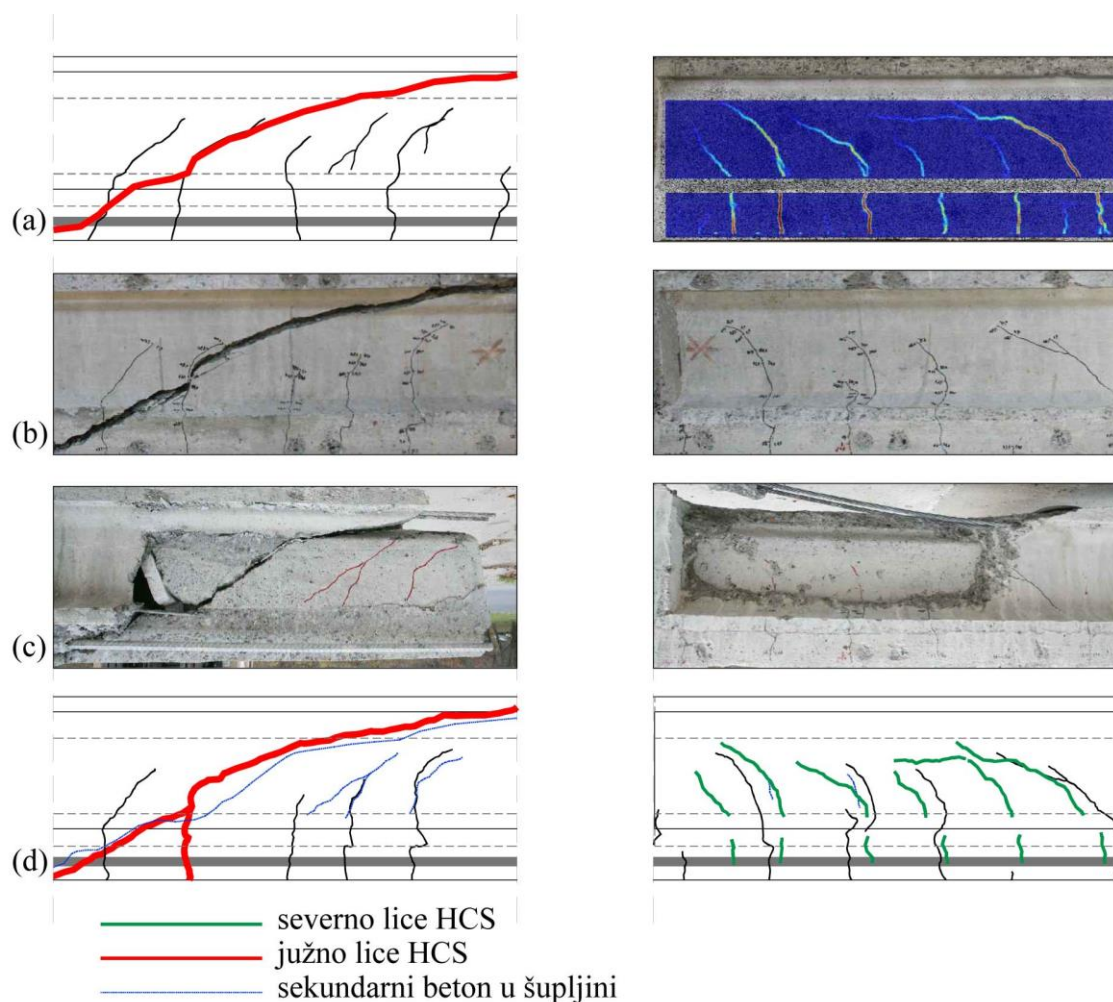


Slika 5-24: Dijagram izmerenih smičućih dilatacija na južnom licu grede 256-135/65-3

Izmerena vrednost deformacija na  $X_{2E}$  mernom mestu, koje obuhvata kritičnu smičuću prslinu, nakon opterećenja u vrednosti od 80 kN postaje "negativna". Pri ovoj vrednosti opterećenja, na severnom licu grede (osmatrana digitalnom kamerom) je formirana prslina usled savijanja do visine horizontalnog spoja betona, a na južnom je prslina propagirala u rebro prefabrikovanog elementa bez zabeležene delaminacije. Tek pri opterećenju od 120 kN, i prslina na severnom licu grede ulazi u rebro, ali na "pomerenom" položaju. Pri opterećenju od 150 kN, je primetan skok u izmerenim deformacijama na istočnoj strani grede, a maksimalna vrednost opterećenja je zabeležena pri smičućoj dilataciji u iznosu od 1.2 ‰. Izmerena smičuća deformacija prve i druge grede neposredno pred lom je iznosila 1.77 i 1.18‰. Dijagrami izmerenih smičućih dilatacija prve dve grede su dati u Prilogu.

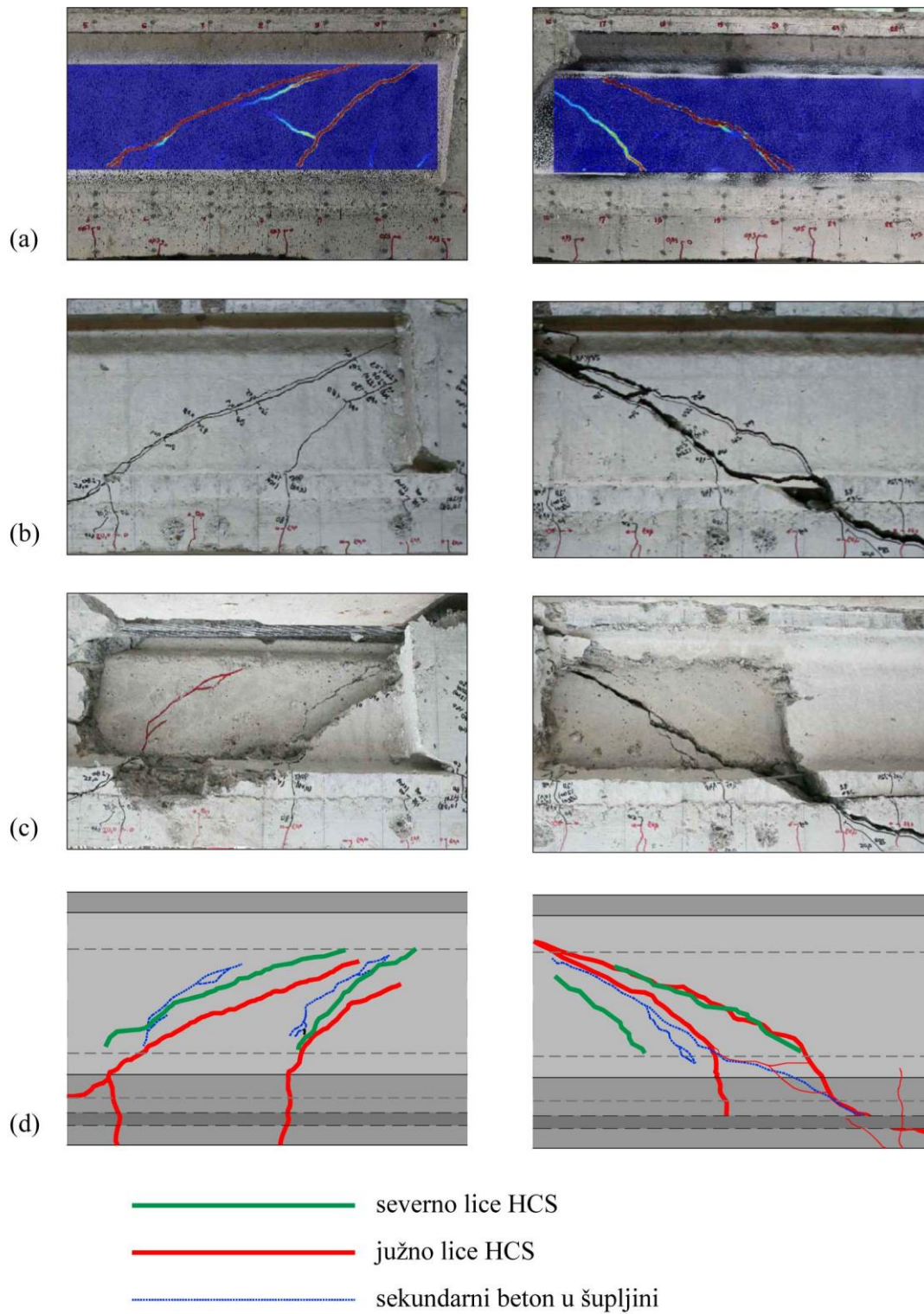
## 5.4 PRSLINE NA IN-SITU BETONU UNUTAR ŠUPLJINE

Kako je u delu (Poglavlje 5.1) navedeno, širina kritične kose prsline grede 350-135/135 je iznosila 6 mm neposredno pred lom, a kroz iste je bio vidljiv neisprskali beton naknadno ugrađen u šupljini montažnog elementa. Nepostojanje očekivane prsline je izazvalo sumnju da je veza prijanjanja betona ugrađenih u različito vreme na vertikalnom spoju popustila, odnosno, da je zabeleženo izvlačenje sekundarnog betona iz prefabrikovane grede. Da bi se otklonile spekulacije, greda je podužno isečena dijaminskim testerama, a sličan postupak je ponovljen i za većinu greda ispitanih u ovom radu. Za pojedine grede, uklanjanje rebra prefabrikovanog elementa je izvršeno pneumatskim čekićima.



Slika 5-25: Prikaz prsline grede 350-185/80 na: (a) severnom i (b) južnom licu, (c) na sekundarnom betonu u šupljini i (d) zbirni prikaz





Slika 5-26: Prikaz prslina grede 350-135/135 na: (a) severnom i (b) južnom licu, (c) na sekundarnom betonu u šupljini i (d) zbirni prikaz

Uvidom u položaj prslina na naknadno ugrađenom betonu (Slika 5-25 i Slika 5-26), uočeno je nekoliko pravilnosti:

- Položaj prslina na rebrima prefabrikovanog elementa se nije poklapao. I pored činjenice da su kose prsline na rebrima nastale od iste prsline u topingu usled savijanja, njihov položaj na rebrima prefabrikovanog elementa se razlikovao.
- Položaj prslina na sekundarnom betonu se poklapao sa prslinama na rebrima. Njihov položaj se nalazio između prslina na rebrima, što ukazuje da je ravan loma jedinstvena. Odstupanje položaja prslina na sekundarnom betonu je uočeno samo na gredi 350-135-135-1 i na prslinama koje su formirane blisko kraju betonskog "čepa".
- Nije uočeno popuštanje veze prijanjanja na vertikalnom spoju betona ugrađenih u različito vreme.

## **6 ANALIZA REZULTATA EKSPERIMENTALNOG ISPITIVANJA**

Eksperimentalno ispitivanje greda, čiji rezultati su prikazani u prethodnom poglavlju, je bilo sprovedeno sa ciljem poređenja eksperimentalno zabeleženog odgovora grede sa projektnim kriterijumima datim u (FIB Commission 6 Prefabrication 2000). Obimno ispitivanje obuhvata varijaciju sledećih parametara: visine poprečnog preseka ošupljene montažne ploče, dužine popunjavanja šupljine prefabrikovanog elementa, načina oslanjanja montažnog elementa i vrednosti sile prethodnog naprezanja. Međutim, i pored pažljivog dimenzionisanja greda u cilju eksperimentalne potvrde projektnih kriterijuma, dobijanje celokupne slike je onemogućeno usled loše izvedene druge serije uzoraka, sa lošim karakteristikama veze prijanjanja betona ugrađenih u različito vreme. Sa druge strane, greška pri izvođenju je istakla potencijalno slabu tačku razmatranog kompozitnog konstruktivnog sistema. Analiza dobijenih podataka je prikazana u ovom poglavlju i obuhvata diskusiju zabeleženog odgovora kompozitne grede pri smicanju, uticaja naknadno ugrađenog betona u šupljini prefabrikovanog elementa i uticaja veze prijanjanja na horizontalnom spoju betona ugrađenih u različito vreme.

### **6.1 GRANIČNA NOSIVOST PRI SMICANJU**

Vrednosti zabeležene transversalne sile ispitanih greda sa vrednostima koje odgovaraju predikciji propisa (prEN 1992-1-1 2004; CEB-FIP Model Code 2010) su date u (Tabela 6-1 i Tabela 6-2). Vrednosti predikcije propisa su sračunate sa zanemarenjem sile usled prethodnog naprezanja: prema (prEN 1992-1-1 2004), formulacija je izvedena pod pretpostavkom da je nosivost elementa bez smičuće armature jednaka zbiru nosivosti

neprednapregnutog elementa i vrednosti transverzalne sile koja odgovara momentu dekompresije u odgovarajućem preseku (European Concrete Platform ASBL 2008), dok je prema (CEB-FIP Model Code 2010), uticaj prednaprezanja uzet u obzir kroz uticaj simultanog dejstva normalne sile i momenta savijanja ovog opterećenja na dilataciju u zategnutoj armaturi (ovi uticaji se za razmatrani element potiru). Vrednosti sa indeksom fib se odnose na modifikaciju propisa prema uputstvu sadržanom u Preporuci (FIB Commission 6 Prefabrication 2000):

- U poprečnom preseku uz oslonac, sa popunjenom šupljinom, presek A, proračunska širina poprečnog preseka je jednaka efektivnoj širini (Poglavlje 2.4.5), a sila prethodnog naprezanja se zanemaruje jer se razmatra presek uz kraj ošupljene ploče, do koga je uneta zanemarljiva vrednost normalne sile.
- U ošupljenom poprečnom preseku na kraju popunjavanja šupljine prefabrikovanog elementa, presek B, normalna sila usled prethodnog naprezanja se uzima u punom iznosu.

Poređenje predikcije sa eksperimentalno zabeleženim vrednostima transverzalne sile greda sa ispunjenom šupljinom prefabrikovanog elementa na celokupnoj dužini smičućeg raspona je prikazano u tabeli (Tabela 6-1). Rezultate ispitivanja druge dve grede u tabeli je potrebno uzeti sa rezervom: u drugoj gredi je zabeleženo potpuno odvajanje topinga na zapadnoj polovini grede, dok je u trećoj gredi preuranjen lom zabeležen usled loše veze prijanjanja betona ugrađenih u različito vreme. Međutim, i pored navedenih ograničenja, zabeležena vrednost transverzalne sile pri lomu je bila veća od računске – za 50% i 22% u gredama sa prefabrikovanim elementom visine 350 i 265 mm, respektivno.

*Tabela 6-1: Eksperimentalno zabeležene i računске vrednosti nosivosti na smicanje greda sa popunjenom šupljinom prefabrikovanog elementa*

greda	strana	karakteristike poprečnog preseka						$V_{exp}$ [kN]	$V_{EC2}$ (fib) [kN]
		h [mm]	d [mm]	L [mm]	$\rho_l$ [%]	$f_{cm,HCS}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{cm,topp}$ [N/mm <sup>2</sup> ]		
350-135/135-1	istok (E)	430	390	3000	3.25	39.8	34.8	150.1	98.6
	zapad (W)							144.6	
350-135/135-2	istok (E)	430	390	3000	3.25	39.8	34.8	121.3	98.6
265-135/135	istok (E)	345	300	3000	4.24	44.3	43.0	103.9	85.1

Poređenje eksperimentalnih sa računskim vrednostima greda sa ograničenom dužinom popunjavanja šupljine prefabrikovanog elementa je dato u tabeli (Tabela 6-2). Slično kao i za grede sa popunjenom šupljinom na celokupnom smičućem rasponu, eksperimentalno zabeležena vrednost transverzalne sile pri lomu prevazilazi očekivanu. Odnos  $V_{exp}/V_{EC2}$  na ošupljenom delu grede na kome je zabeležen smičući lom eksperimentalnih uzoraka je veći od 2, čak i u gredama sa neadekvatnom vezom prijanjanja betona ugrađenih u različito vreme. Konzervativnost predikcije propisa je u skladu sa retkim eksperimentalnim ispitivanjima drugih autora (Tabela 2-1), što ukazuje na činjenicu da propisi sistematski podcenjuju smičuću nosivost ovih specifičnih grednih elemenata "I" poprečnog preseka.

*Tabela 6-2 Eksperimentalno zabeležene i računске vrednosti nosivosti na smicanje greda sa ograničenim popunjavanjem šupljine prefabrikovanog elementa*

greda	strana	karakteristike poprečnog preseka						$V_{exp}$ [kN]	preseki A i B			
		h [mm]	d [mm]	L [mm]	$A_s$	$f_{cm,HCS}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{cm,topp}$ [N/mm <sup>2</sup> ]		$V_{EC2}$ (fib) [kN]	$V_{EC2}$ (fib) [kN]	$V_{EC2}$ [kN]	MC10 [kN]
350-185/80-1	zapad (W)	430	390	4000	3Ø22	39.8	34.8	114.8	98.6	75.7	46.7	50.7
350-185/80-2	istok (E)							124.3				
350D-185/80	zapad (W)	430	390	4000	3Ø22	39.8	43.0	105.3	102.4	75.7	46.7	50.7
350-185/35	zapad (W)							85.4				
265-135/65-1	zapad (W)	345	300	3000	3Ø18	42.4	34.8	97.6	74.3	48.5	34.4	38.5
265-135/65-2	istok (E)							97.1				
265-135/65-3	istok (E)	345	300	3000	3Ø18	44.3	43.0	81.6	77.8	58.8	34.9	39.1

Poređenjem vrednosti eksperimentalno određene granične transverzalne sile loma zabeleženog u poprečnom preseku sa popunjenom šupljinom (grede sa popunjenom šupljinom na celokupnom smičućem rasponu), sa eksperimentalno određenom silom loma zabeleženog u ošupljenom delu grede (grede sa ograničenom dužinom popunjavanja šupljine), stiže se utisak da uticaj sekundarnog betona na graničnu nosivost ne odgovara računskom modelu datom u Preporuci. Odnos graničnih vrednosti bi prema predlogu proračuna trebalo da bude približno jednak odnosu širina rebara kompozitne grede na popunjenom i ošupljenom delu, tj. približno jednak odnosu od 2. Odnos eksperimentalno zabeleženih vrednosti je osetno niži – srednja vrednost odnosa iznosi 1,2 za grede visine 430 mm i 1,1 za grede visine 345 mm. Međutim, broj ispitanih greda i progresivni razvoj delaminacionog kraka smičuće prsline na spoju ošupljene ploče i topinga grede 265-135/135, onemogućavaju donošenje ovakvog

zaključka. U cilju potvrde, neophodno je ponoviti ispitivanje greda sa popunjenom šupljinom na celokupnom smičućem rasponu.

Uticaoj statičke visine na razliku odnosa  $V_{exp}/V_{EC2}$  je primetan u tabeli (Tabela 6-2). Grede sa ograničenom dužinom popunjavanja šupljine posredno oslonjenog prefabrikovanog elementa su slične po svim parametrima: središnji napon pritiska u prefabrikovanom elementu,  $\sigma_{cp}$ , iznosi 3.8 i 5.5 MPa, količina podužne zategnute armature,  $\rho_l$ , iznosi 3.18 i 3.25% na ošupljenom delu grede, ukupan smičući raspon,  $a/d$ , iznosi 4.75 i 4.55, dok smičući raspon u poprečnom preseku u kome se završava popunjavanje šupljine iznosi 2.7 i 2.3, za grede 265-135/65 i 350-185/80, respektivno. Lom ovih greda prve serije je zabeležen na ošupljenom delu grede, a odnos  $V_{exp}/V_{EC2}$  iznosi 2.83 i 2.56, za grede sa manjom i većom statičkom visinom, respektivno. Veća konzervativnost predikcije nosivosti greda sa manjom statičkom visinom se može pripisati efektu veličine statičke visine, ali bi trebalo napomenuti da je isti uračunat u vrednost predikcije nosivosti sračunate prema izrazima u propisu.

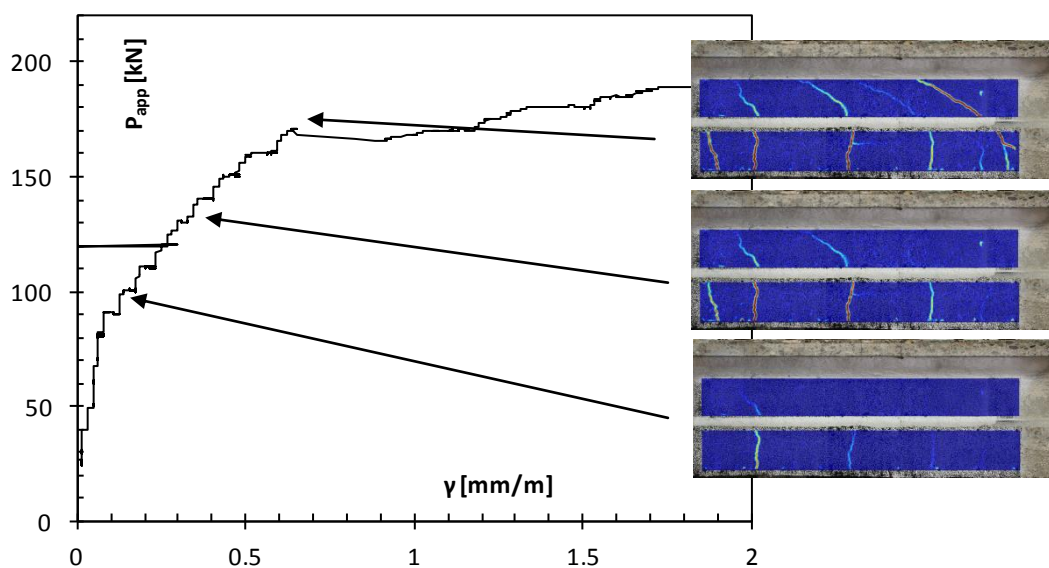
Potrebno je uočiti i da je smičući raspon poprečnog preseka na kraju popunjavanja šupljina greda 265-135/65 manji nego što je za grede 350-185/80, što ukazuje na moguće veći uticaj lučnog mehanizma prenošenja transverzalne sile. Lučni mehanizam je moguće uočiti na dijagramu smičućih deformacija grede 265-135/60-1, tako da je za lom grednog mehanizma moguće označiti vrednost transverzalne sile  $V_{exp} = 88.5$  kN, što bi praktično izjednačilo odnos  $V_{exp}/V_{EC2}$  za različite visine prefabrikovanih elementa. Trebalo bi uočiti i razliku vrednosti središnjih napon pritiska u prefabrikovanim elementima različitih visina, što takođe može uticati na graničnu nosivost. Greda 265-135/65-3, čije ispitivanje je trebalo da pruži direktan odgovor na ovo pitanje, je pripadala drugoj seriji greda sa lošom vezom na horizontalnom spoju betona ugrađenih u različito vreme. Lom grede je zabeležen na smičućoj prslini bliže mestu unošenja opterećenja u odnosu na ostale grede 350-135/65, nakon progresivne delaminacije topinga. Preuranjeno zabeležen lom je jasno vidljiv na slikama prslina datim u prilogu, a efekat veće sile prethodnog naprezanja je vidljiv samo na dijagramu ugiba.

Uticaoj direktnog kontakta montažnog elementa i oslonca (u ispitanim gredama sa čeličnim profilom preko koga je unošena sila) nije uočen, a niža vrednost granične sile

grede 350D-185/80 u odnosu na grede 350-185/80 je zabeležena usled spajanja kritične sa prethodno formiranim smičućim prslinama.

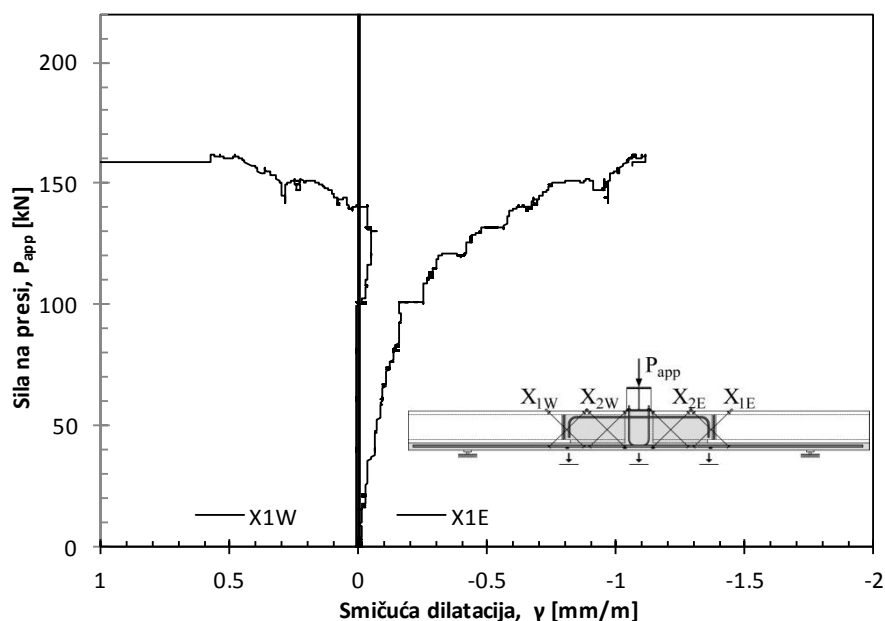
### Smičuća deformacija

Uobičajeno se smičući lom greda bez smičuće armature karakteriše kao iznenađan i nenajavljen, za razliku od loma usled savijanja (naročito u slučaju loma po armaturi). Najava loma usled savijanja je vidljiva na dijagramu ugiba kroz promenu nagiba krive, odnosno, kroz povećanje priraštaja ugiba u odnosu na opterećenje. Najava smičućeg loma se na dijagramu ugiba ne vidi, jer je udeo smičućih deformacija u ugibu grede zanemarljiv. Međutim, na dijagramima smičućih deformacija je jasno vidljiva najava loma. Promene nagiba krive pri formiranju prve smičuće prsline i pri formiranju smičuće prsline po kojoj će sa porastom opterećenja biti zabeležen lom, su označene na slici (Slika 6-1).



Slika 6-1: Dijagram izmerene smičuće dilatacije na zapadnoj strani grede 265-135/65-1

Izmerena vrednost prosečne smičuće deformacije na osmatranom području pruža kvantitativan uvid u razvoj smičućih prsline i njihov uticaj na ukupnu deformaciju grede. Vrlo zanimljivo je spomenuti i da je lom svih greda zabeležen pri smičućoj deformaciji u vrednosti od oko 1 mm/m, što je slična vrednost koja se beleži i na gredama pravougaonog poprečnog preseka, nezavisno od visine grede (Sherwood 2007).



Slika 6-2: Dijagram izmerenih smičućih deformacija grede 350-185/35

Takođe, zanimljivo je obratiti pažnju i na izmerenu vrednost smičuće deformacije greda u kojima je zabeležena delaminacija topinga usled loše veze prijanjanja betona ugrađenih u različito vreme. Uticaj horizontalne propagacije prsline usled savijanja po spoju betona ugrađenih u različito vreme je na dijagramima vidljiv kao negativna vrednost smičuće deformacije, odnosno, deformacija suprotna od one koju izaziva dejstvo transverzalne sile (Slika 6-2).

## 6.2 UTICAJ SEKUNDARNOG BETONA PRI INDIREKTNOM OSLANJANJU

Kako je navedeno u Poglavlju 2.4.5, konstruisanje indirektno oslonjenih ošupljenih ploča obuhvata dva dodatna projektna kriterijuma u odnosu direktno oslonjene, prema Preporukama (FIB Commission 6 Prefabrication 2000). Prvi zahtev je da nosivost na smicanje naknadno izlivenog betona u šupljinama prefabrikovane ploče (u daljem tekstu "čepova") bude veća od ukupne transverzalne sile kompozitne grede, odnosno, da betonske konzole imaju dovoljnu nosivost da samostalno prihvate ukupnu transverzalu silu. U slučaju nedovoljnog kapaciteta nosivosti, predviđeno je ugrađivanje "specifične" smičuće armature. Drugi zahtev se odnosi na kontrolu glavnih napona zatezanja u rebu na kraju ploče, koji nastaju usled simultanog dejstva napona smicanja i napona odlamanja usled unošenja sile prethodnog naprezanja.

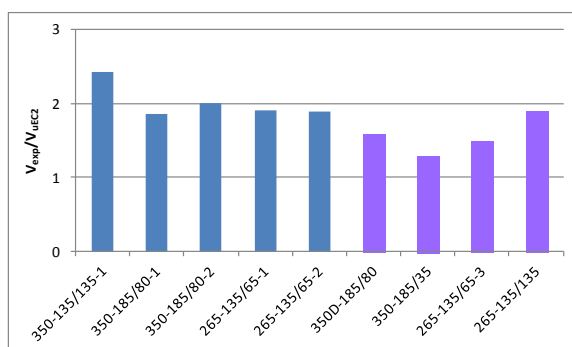


### 6.2.1 Nosivost "čepova" na smicanje

Prvi postavljeni uslov da nosivost čepova samostalno zadovoljava propisanu nosivost na smicanje nije ispunjen pri dimenzionisanju eksperimentalnih uzoraka prve serije, sa planom da se u slučaju tačnosti projektnog kriterijuma datog u Preporuci, ispitaju uzorci sa ugrađenom armaturom u šupljinama prefabrikovanog elementa u drugoj seriji. Međutim, u toku eksperimentalnog ispitivanja je postalo jasno da pretpostavljeni način loma ne odgovara zabeleženom lomu greda i da je isuviše konzervativan. Pregled računskih i zabeleženih vrednosti transverzalne sile "čepova" je dat u (Tabela 6-3).

Tabela 6-3: Računske i merene vrednosti nosivosti betonskih "čepova"

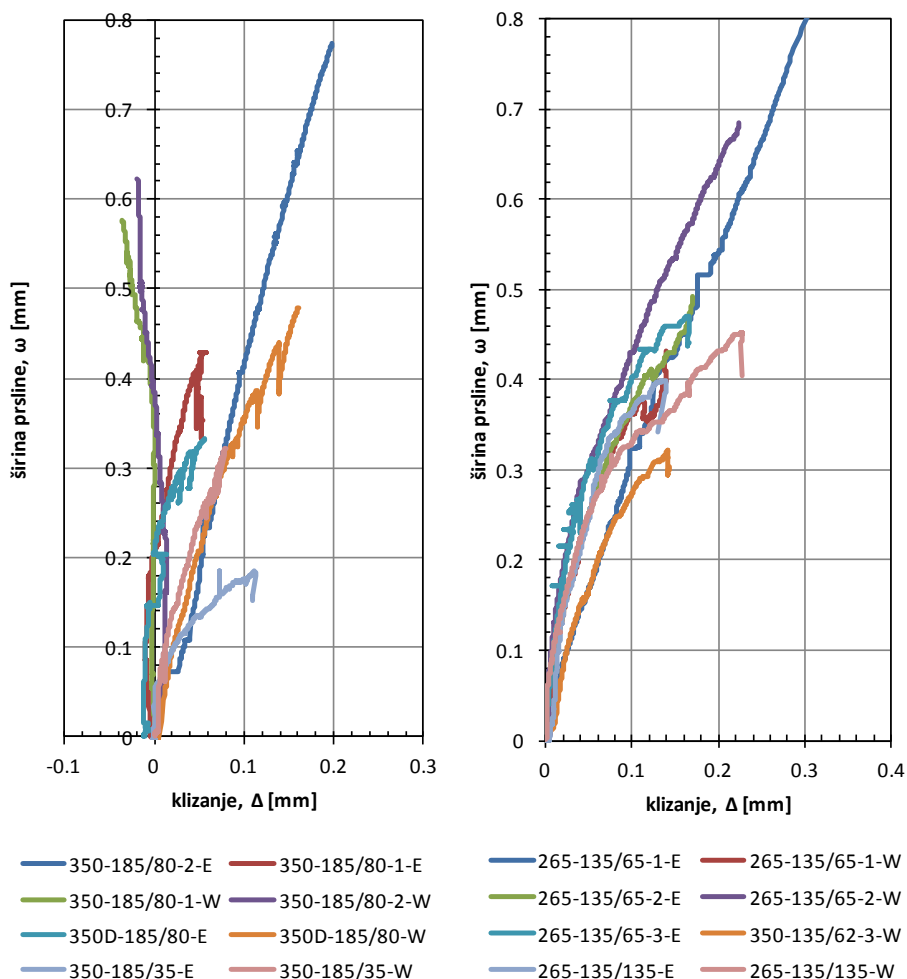
oznaka grede	oznaka serije	bc [mm]	d" [mm]	f <sub>cm</sub> [MPa]	As [mm <sup>2</sup> ]	ρ <sub>l</sub> [%]	V <sub>u,EC2</sub> [kN]	V <sub>u,MC10</sub> [kN]	V <sub>exp</sub> [kN]
350-135/135-1	1	135	355	34.8	3Ø22 (1140)	2.38	62.0	55.9	150.1
350-185/80-1		135	355	34.8	3Ø22 (1140)	2.37872		50.5	114.8
350-185/80-2		135	355	34.8	3Ø22 (1140)	2.37872	50.5	124.3	
265-135/65-1		140	265	34.8	3Ø18 (763)	2.0566	51.3	39.2	97.6
265-135/65-2		140	265	34.8	3Ø18 (763)	2.0566	51.3	39.2	97.1
350D-185/80	2	135	355	43.0	3Ø22 (1140)	2.37872	66.6	54.2	105.3
350-185/35		135	355	43.0	3Ø22 (1140)	2.37872	66.6	54.2	85.4
265-135/65-3		140	265	43.0	3Ø18 (763)	2.06	55	42	81.6
265-135/135		140	265	43.0	4Ø18 (1018)	2.74	55	42	103.9



Slika 6-3: Prikaz odnosa eksperimentalno zabeležene transverzalne sile i računске nosivosti betonskih "čepova" prema EC2

Zabeleženi lomovi ispitanih greda ukazuju na kompozitno sadejstvo "čepa" i prefabrikovanog elementa do nivoa opterećenja pri kome je zabeležen smičući lom grede. Narušavanje sadejstva nije uočeno ni u slučaju greda 350-135/135, gde je lom zabeležen po prslini u blizini kraja ošupljene ploče. Takođe, nakon završenog eksperimentalnog ispitivanja, poprečnim i podužnim isecanjem greda (Poglavlje 5.4) nije utvrđeno relativno pomeranje na vertikalnom spoju betona ugrađenih u različito

vreme, pa čak ni u slučaju par greda u kojima je uočeno odvajanje prouzrokovano skupljanjem sekundarnog betona. Sličan zaključak se može izvesti i poređenjem zabeležene sile smicanja sa predikcijom prema propisima. Srednja vrednost  $V_{exp}/V_{EC2}$  za grede u kojima nije zabeležena delaminacija iznosi 2,0 (Slika 6-3).



Slika 6-4: Odnos širine i klizanja na vertikalnoj prslini na spoju betona ugrađenih u različito vreme

Za razliku od po Preporuci predviđenog načina loma, u toku pripreme eksperimenta je pretpostavljena mogućnost da odgovor grede zavisi od pomeranja u vertikalnoj ravni, u poprečnom preseku grede u kome se završava prefabrikovani element. Prva prslina usled savijanja je u svim kompozitnim gredama formirana upravo na ovom spoju. Sam početak prsline se u većini greda nalazio na monolitnom delu grede, ali je prslina na visini topinga skretala ka spoju, nakon čega se u nastavku eksperimenta pružala po istom. Zabeležena putanja prsline je i logična, imajući u vidu različite karakteristike betona i glatku bočnu površinu montažnog elementa na spoju (isecanje ošupljene ploče

na projektovanu dužinu dijamantskim testerama), odnosno, male napone prijanjanja betona ugrađenih u različito vreme. Ovakvo ponašanje uočeno i u eksperimentalnim ispitivanjima drugih autora (Bosco & Debernardi 1990; Grzybowski & Westerberg 1991; Woods 2008), a potrebno je napomenuti i da je ovo ujedno bila i najšira prslina na gredi. S obzirom na mogućnost loma proklizavanjem na ovoj vertikalnoj ravni, ili mogućnost izvlačenja dela čepa oivičenog ovom vertikalnom i prvom kosom prslinom u sekundarnom betonu unutar šupljine, u toku sopstvenog eksperimentalnog ispitivanja su merene promena širine i klizanje na prslini.

Dispozicija mernih instrumenata je data na slici (Slika 4-7), a zbirni rezultati merenja na slici (Slika 6-4). Za prikaz na dijagramu je odabran odnos pomeranja upravno i u pravcu prsline. Ovde je potrebno napomenuti i da se zbog ograničene veličine instrumenata položaj istih razlikovao, odnosno, da su izmerena pomeranja zabeležena na bliskim tačkama na prslini. Dodatno, baza merenog horizontalnog pomeranja je iznosila 50 mm, što implicira da u izmerenoj vrednosti u malom procentu učestvuje i deformacija savijanja. Dijagrami izmerenih pomeranja za svaku pojedinačnu gredu su dati u Prilogu.

Linearan odnos komponentalnih pomeranja ukazuje da formiranje smičućih prsline na sekundarnom betonu unutar šupljine nije imalo uticaja na izmerena pomeranja, odnosno, na kompozitan odgovor grede. Linearnost je zabeležena i na vertikalnim prslinama greda u kojima je uočena delaminacija topinga na delu bliskom mestu unošenja opterećenja. Jedini izuzetak su pomeranja na istočnoj strani grede 350-135/35, u kojoj je šupljina prefabrikovanog elementa ispunjena na dužini od samo 350 mm. Potrebno je napomenuti i da je ova greda pripadala drugoj seriji uzoraka, da je lom zabeležen nakon delaminacije topinga na smičućoj prslini na polovini smičućeg raspona, dok na središnjem delu grede nije uočena delaminacija.

Za razliku od pretpostavljenog mehanizma loma i odgovarajućeg projektnog kriterijuma datog u Preporuci, projektni kriterijum bi trebalo da bude kontrola nosivosti transverzalne sile na vertikalnoj prslini, koja se kroz istu prenosi trenjem. Prema (prEN 1992-1-1 2004), nosivost spoja sa armaturom koja prolazi kroz kontaktnu površinu betona ugrađenih u različito vreme pri dejstvu transverzalne sile smicanja u pravcu spoja, jednaka je proizvodu sile zatezanja u armaturi i koeficienta trenja koji zavisi od hrapavosti površine očvrstlog betona. U predmetnoj situaciji, trebalo bi usvojiti najnižu

vrednost koeficienta, u iznosu od 0.5. Ova vrednost se odnosi na glatku površinu, što odgovara čelu ošupljene ploče. Takođe, iako se u propisu ne pominje slučaj u kome simultano sa smičućom silom deluje i moment savijanja, prema (Mattock et al. 1975), moment savijanja koji deluje na ravan smicanja, a čija je vrednost manja od granične nosivosti na savijanje, ne umanjuje graničnu vrednost sile smicanja koju je moguće preneti ovim mehanizmom. Upotreba najniže vrednosti koeficienta trenja je predložena iz razloga promenljive širine prsline na spoju, tako da je kontakt na prslini izvestan samo u pritiskutoj zoni grede – na gornjoj flanši ošupljene ploče. Za ispitane grede, računski nosivost trenjem na spoju je dvostruko veća od zabeležene transverzalne sile, a narušavanje veze nije uočeno i pored činjenice da je izmeren napon u armaturi pojedinih greda na granici razvlačenja.

### 6.2.2 Ceganje rebra ošupljene ploče

Drugi kriterijum specifičan za indirektno oslonjene ploče je kontrola glavnih napona zatezanja u rebru montažnog elementa (Poglavlje 2.4.5). I ovom kriterijumu je posvećena pažnja pri konstruisanju kompozitnih greda izborom položaja prefabrikovanih elemenata.

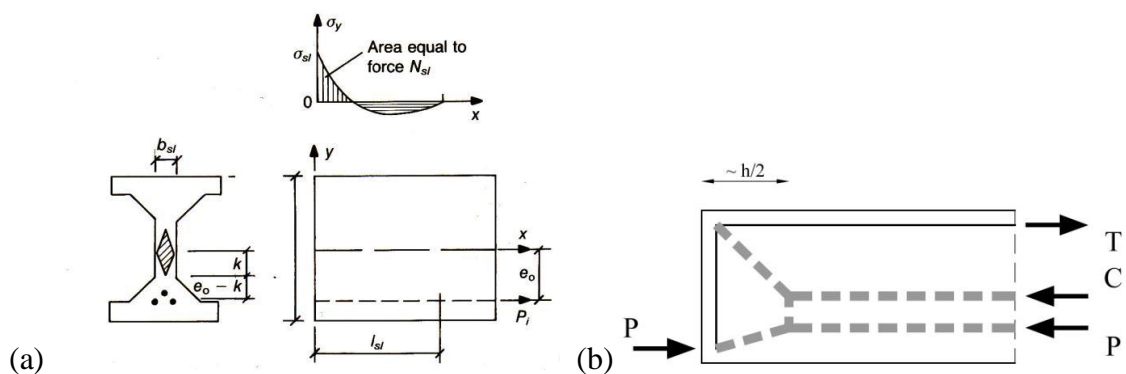
*Tabela 6-4: Računske vrednosti glavnih napona ceganja*

oznaka grede	oznaka serije	h [mm]	$b_w^1$ [mm]	$A_{ap}^1$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{ct}$ [MPa]	$\sigma_{sp}$ [MPa]	$V_{exp}$ [kN]	$\tau_{sd}$ [MPa]	$\sigma_{1d}$ [MPa]
350-135/135-1	1	350	45	2Ø12.5 (186)	3.89	3.38	150.1	1.90	5.07
350-185/80-1		350	45	2Ø12.5 (186)	3.89	3.38	114.8	1.45	4.63
350-185/80-2		350	45	2Ø12.5 (186)	3.89	3.38	124.3	1.57	4.75
265-135/65-1		265	40	2Ø9.3 (104)	3.21	1.85	97.6	1.62	3.38
265-135/65-2		265	40	2Ø9.3 (104)	3.21	1.85	97.1	1.61	3.37
350D-185/80	2	350	45	2Ø12.5 (186)	3.89	3.38	105.3	1.33	4.51
350-185/35		350	45	2Ø12.5 (186)	3.89	3.38	85.4	1.08	4.28
265-135/65-3		265	40	2Ø12.5 (186)	3.44	2.77	81.6	1.35	3.96
265-135/135		265	40	2Ø9.3 (104)	3.21	1.85	103.9	1.70	3.49

Kako je u prethodnom delu teksta navedeno, prefabrikovani elementi eksperimentalnih kompozitnih greda su dobijeni isecanjem iz ošupljenih ploča većih dužina, kako poprečno, tako i podužno, (Poglavlje 4.2). Prilikom montaže, na središnji deo kompozitne grede su postavljeni krajevi prefabrikovanih elemenata u koje je sila prethodnog zatezanja uneta neposredno pre formiranja eksperimentalnih uzoraka. Ovakav postupak je usvojen kako bi računski naponi odlamanja imali maksimalnu

vrednost (kratka dužina unošenja sile prednaprezanja je posledica čvrstoće betona na zatezanje betona ošupljene ploče starije od šest meseci), a sve u cilju prekoračenja računskih glavnih napona zatezanja unošenjem transverzalne sile u gredu, prema Preporuci. Računske vrednosti glavnih napona zatezanja su date u (Tabela 6-4). Prikazani naponi odlamanja su sračunati sa izmerenim vrednostima čvrstoće na zatezanje betona ošupljene ploče i uz pretpostavljeni napon u užadima u iznosu od 900 MPa, prema (prEN 1992-1-1 2004). Računska vrednost napona odlamanja nije prekoračila izmerenu zateznu čvrstoću betona (Tabela 6-4), a na pločama nisu uočene horizontalne prsline.

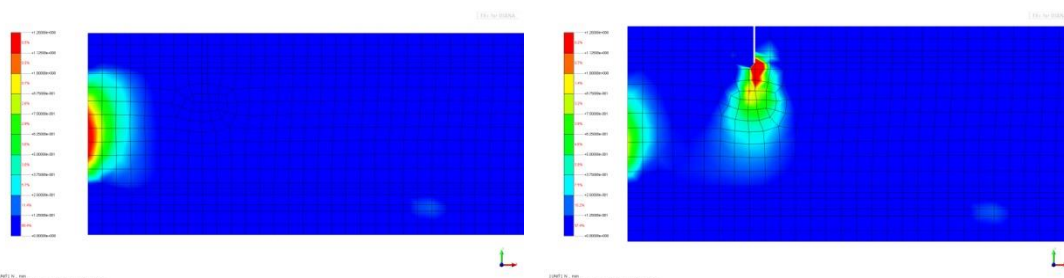
Poređenjem računskih vrednosti glavnih napona zatezanja u rebru ošupljene ploče i eksperimentalno određene zatezne čvrstoće betona, jasno je da je kriterijum dat u Preporuci prekoračen u svim ispitanim gredama, pa čak i u gredama čiji preuranjeni lom je zabeležen usled delaminacije topinga. Sa druge strane, formiranje horizontalne prsline u rebru prefabrikovanog elementa nije zabeleženo ni u jednoj ispitanjoj gredi. Međutim, pored eksperimentalno nezabeleženog cepanja rebra do koga je trebalo doći prema računskim vrednostima, diskutabilno je i pretpostavljeno naponsko stanje na površini rebra, a prema kome su sračunati glavni naponi zatezanja.



Slika 6-5: Naponi odlamanja u rebru ošupljene ploče (CEB-FIP Model Code 2010) (a) i proračunski model rešetke grede sa naknadnim zatezanjem kablova (b)

Imajući u vidu da se na čelu prefabrikovanog elementa uz monolitni betonski blok formira vertikalna prsline, prenošenje napona smicanja na istoj se odvija preko veze trenjem (eng. shear friction). Međutim, za razliku od pretpostavljene preraspodele napona na prsline prema Preporuci (konstantna vrednost po visini preseka), naponi trenja su skoncentrisani u pritisnutom pojasu grede, jer na prsline pored transverzalne

sile smicanja deluje i moment savijanja. Sa druge strane, maksimalna vrednost napona odlamanja se nalazi na polovini visine rebra, sa tendencijom rapidnog opadanja pri odaljavanju od kraja ošupljene ploče. Na ovaj način, mesto delovanja smičućih napona se ne poklapa sa mestom delovanja napona odlamanja, kako je pretpostavljeno u Preporuci.



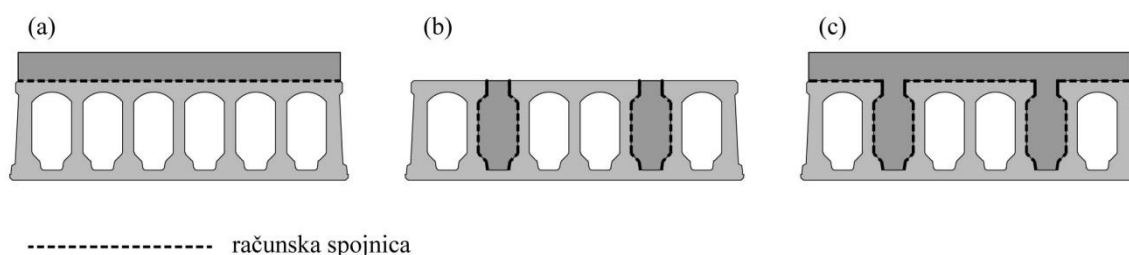
Slika 6-6: Prikaz napona odlamanja na kraju rebra: (a) u homogenom poprečnom preseku i (b) sa formiranim prslinom na zategnutoj ivice grede

Pored prethodno rečenog, potrebno je obratiti pažnju i na računsku vrednost napona odlamanja datu u Preporuci. Analitički izraz za određivanje napona odlamanja je predložio Den-Uijl (Den Uijl 1985) na osnovu linearno elastične analize metodom konačnih elemenata, a u neznatno izmenjenoj formi se može naći i u (prEN 1168 2005; CEB-FIP Model Code 2010). Naponi odlamanja su naponi zatezanja koji se pojavljuju na neopterećenom delu čela prednapregnute grede, na određenom rastojanju od mesta unošenja sile prednaprezanja. Oni su zapravo posledica razlike u deformacijama bliskih područja: visokonapregnute zone u koju se unosi sila prednaprezanja i okolnog, neopterećenog dela grede. Drugim rečima, ovi naponi su posledica kompatibilnosti deformacija, sa karakteristikom rapidnog smanjenja sa povećanjem rastojanja od kraja grede (Slika 6-5). Izlaskom iz zone poremećaja napona, koja se dovoljno tačno uzima da je jednaka visini grede, ovi naponi zatezanja su jednaki nuli. S obzirom da je uslov njihovog postojanja kompatibilnost deformacija, svako narušavanje iste onemogućava njihovo formiranje. Tako na primer, nastankom prsline u ošupljenoj ploči, naponi odlamanja se umanjuju ili u potpunosti nestaju. Na slici (Slika 6-6) je prikazan efekat formiranja prsline koja odgovara prslini usled savijanja kontinualizovane ošupljene ploče, na vrednost i zonu prostiranja napona odlamanja u ošupljenoj ploči. Prikazani rezultati su dobijeni nelinearnim proračunom metodom konačnih elemenata na modelu izolovane ošupljene ploče i ne prikazuju stvarnu preraspodelu napona u kontinualizovanoj gredi nakon formiranja prsline usled savijanja, ali nedvosmisleno

ukazuju na efekat formiranja prsline. Vrednost napona zatezanja u vertikalnom pravcu na vrhu prsline ne ukazuje na premeštanje napona odlamanja sa jednog na drugo mesto, nego predstavlja koncentraciju napona. U okolini vrha prsline, naponi zatezanja u horizontalnom pravcu imaju veću vrednost, tako da je neznatno produžavanje modelirane prsline moguće samo u vertikalnom pravcu.

### 6.3 SMICANJE NA HORIZONTALNOM SPOJU BETONA UGRAĐENIH U RAZLIČITO VREME

Kako je navedeno u Poglavlju 2.4.5, naponi smicanja na spoju betona ugrađenih u različito vreme su sračunati kao zbir računskih napona dobijenih na osnovu dve metode, koje na različit način određuju jedne te iste napone. Razlike računskih napona prema ovim metodama su male, a npr. za prostu gredu opterećenu koncentrisanom silom obe metode daju jednako rešenje. Drugim računima, horizontalni napon smicanja prema Preporuci (FIB Commission 6 Prefabrication 2000) je jednak dvostrukoj vrednosti računskog napona prema propisima (prEN 1992-1-1 2004). Međutim, u propisima se razmatra nosivost spoja u horizontalnoj ravni, što se u velikoj meri razlikuje od konture spoja pri zapunjavanju šupljine ošupljene ploče sekundarnim betonom. Na prvi pogled velika konzervativnost predloženog algoritma proračuna, poništena je izborom površine spoja na kome se prenose naponi smicanja – za ravan smicanja u Preporuci je usvojen kompletan obim spoja ošupljene ploče i sekundarnog betona (Slika 6-7).



Slika 6-7: Računska spojnica betona ugrađenih u različito vreme (FIB Commission 6 Prefabrication 2000)

Eksperimentalno zabeležene ravni loma su se u velikoj meri razlikovale od računskih prema Preporuci. U situacijama kada je zabeležen lom usled delaminacije topinga, horizontalna prsline je formirana i na sekundarnom betonu, a ravan loma se poklapala sa gornjom površinom prefabrikovanog elementa. Takođe, naknadnim prosecanjem gređa

nije uočeno horizontalno pomeranje sekundarnog betona unutar šupljina. Može se reći da eksperimentalno zabeležen odgovor grede jasno ukazuje da je horizontalna ravan na gornjoj površini ošupljene ploče ujedno i kritična ravan smicanja. Drugim rečima, projektni kriterijum bi trebalo da bude ograničenje napona smicanja u horizontalnoj ravni, bez obzira što kroz istu prodire naknadno ugrađen monolitni beton. Delaminacioni lomovi su zabeleženi i na popunjenom (265-135/135, 265-135/65-3) i na ošupljenom (350-185/35) delu greda druge serije.

Računske vrednosti napona smicanja sračunate za horizontalnu ravan spoja i ekperimentalno određenu transverzalnu silu pri lomu su date u (Tabela 6-5). Da bi se zabeležene računске vrednosti horizontalnih napona smicanja mogle porediti sa propisanom čvrstoćom, potrebno je obratiti pažnju i na strukturu spoja u horizontalnoj ravni. Na delu grede sa popunjenom šupljinom, gornja flanša prefabrikovanog elementa je prosečena na širini od 80 mm, tako da horizontalna ravan smicanja prolazi i kroz deo monolitnog sekundarnog betona. Dilema koja se postavlja je da li monolitni beton ima uticaja na ukupnu graničnu nosivost kompozitnog spoja, odnosno, da li je čvrstoća spoja na smicanje veća u poprečnom preseku grede sa popunjenom šupljinom u odnosu na ošupljeni poprečni presek?

*Tabela 6-5: Računske vrednosti napona smicanja u horizontalnoj ravni na spoju betona ugrađenih u različito vreme*

oznaka grede	oznaka serije	računski napon smicanja na spoju	
		$V_{exp}$ [kN]	$\tau_{di}$ [MPa]
350-135/135-1		150.1	1.19
350-185/80-1		114.8	0.91
350-185/80-2	1	124.3	0.98
265-135/65-1		97.6	1.00
265-135/65-2		97.1	1.00
350D-185/80		105.3	0.83
350-185/35		85.4	0.68
265-135/65-3	2	81.6	0.84
265-135/135		103.9	1.07

U toku izvođenja eksperimenta, na pojedinim gredama je fotogrametrijskim merenjem uočeno vertikalno pomeranje na spoju greda obe serije u ranim fazama opterećenja, ali je ovo pomeranje ostajalo praktično nepromenjeno do loma. Situacije u kojima je



zabeleženo progresivno otvaranje horizontalne prsline, praćeno je i njenim produženjem, a postojanje horizontalne prsline u monolitnom delu betona je utvrđeno naknadnim isecanjem eksperimentalnih greda. Slučaju, u kome bi došlo do delaminacije po horizontalnom spoju gornje površine prefabrikovanog elementa i topinga, gde se prenošenje napona smicanja nastavlja kroz monolitni deo betona, odgovaralo bi i povećanje izmerenog pomeranja na spoju, koje nije zabeleženo. Prema ispitivanjima nosivosti na smicanje spoja betona ugrađenih u različito vreme, krutost veze (odnos sile i horizontalnog pomeranja) ne zavisi od hrapavosti primarnog betona, a nosivost rapidno opada nakon dostizanja čvrstoće (Mones & Breña 2013; Luković et al. 2014). Drugim rečima, nakon delaminacije po spoju gornje površine montažnog elementa i topinga, monolitni naknadno ugrađeni beton koji prodire kroz spoj nije imao dovoljnu nosivost da prihvati uvećane napone nakon preraspodele, što je dovodilo do formiranja prsline u istom. U prilog ovoj tvrdnji ide i činjenica da su neaktivne horizontalne površinske prsline zabeležene na celokupnom osmatranom području (i na ošupljenom i na delu grede sa monolitnim betonom koji prodire kroz spoj), a da je uzrok uočenog vertikalnog pomeranja na horizontalnom spoju bilo sprečeno skupljanje naknadno ugrađenog betona, tj. da su uočene prsline bile površinskog karaktera. Eventualni doprinos monolitnog betona ukupnoj nosivosti na smicanje je moguće odrediti samo eksperimentalnim istraživanjem, koje nije sprovedeno u predmetnom radu.

*Tabela 6-6: Karakteristična vrednost čvrstoće pri smicanju na kontaktu dva betona prema propisima*

oznaka serije	čvrstoća na zatezanje $f_{ctm}$ [MPa]	čvrstoća pri smicanju	
		EC2	MC10
		$\tau$ [MPa]	$\tau$ [MPa]
1	2.11	0.74	0.42
2	2.89	1.01	0.58

Projektne vrednosti dopuštenih horizontalnih napona smicanja se određuju u zavisnosti od hrapavosti površine primarnog betona i manje čvrstoće na zatezanje komponentalnih betona (prEN 1992-1-1 2004; CEB-FIP Model Code 2010). Iako je po navedenim propisima postupak proračuna jednak, uočljiva je razlika u projektnoj vrednosti. Gornja površina upotrebljenih ošupljenih ploča je definisana kao glatka u oba propisa: opisno

prema EC2, i u odnosu na izmerenu hrapavost prema MC10. Vrednosti u tabeli (Tabela 6-6) su sračunate za izmerenu srednju vrednost zatezne čvrstoće sekundarnog betona.

Kako je u Poglavlju 3.6 rečeno, većina eksperimentalnih istraživanja nosivosti na smicanje spoja betona ugrađenih u različito vreme ukazuje na konzervativnost propisa, a ovde je od značaja ponoviti rezultate ispitivanja (Mones & Breña 2013) – srednja vrednost eksperimentalno određene čvrstoće pri smicanju spoja neohrapavljenih ošupljenih ploča je iznosila 1.1 MPa. Srednja vrednost čvrstoće ohrapavljenih površina je bila veća od 1.5 MPa. Računska vrednost napona smicanja u horizontalnoj ravni greda u kojima nije zabeležena progresivna delaminacija spoja, nije prelazila vrednost od 1.0 MPa. Sve grede sa zabeleženom delaminacijom pripadaju drugoj seriji uzoraka.

### **6.3.1 Uticaj tipa loma pri direktnom zatezanju na spoju**

Nakon ispitane nosivosti greda na dejstvo koncentrisane sile u sredini raspona, veza prijanjanja betona ugrađenih u različito vreme je ispitana "pull-off" testom. Čvrstoća veze na zatezanje je bila približno ista u svim gredama, pa čak i veća u gredama druge serije usled više čvrstoće na zatezanje sekundarnog betona. Međutim, velika razlika karakteristike spoja između serija je bila u zabeleženom tipu loma, čiji efekat je došao do izražaja pri ispitivanju greda.

Vezu prijanjanja je prema uočenom tipu loma prema (Bissonnette et al. 2011) moguće klasifikovati kao:

- Kompletnu – lom po substratu ili naknadno ugrađenom betonu
- Neodređenu - delimično po betonu, a delimično po spoju
- Lošu – lom po vezi, odnosno delaminacija

Grafički prikaz klasifikacije je dat na slici (Slika 6-8). Prema Bissonnette-u, kompletna veza je preduslov za konstruktivno sadejstvo betona ugrađenih u različito vreme i mogućnost da se kompozitni sistem posmatra kao monolitan, a u slučaju loše veze, naknadno ugrađeni beton je potrebno posmatrati kao nezavisan element oslonjen na krutu podlogu (ovo se prvenstveno odnosi na završni sloj betonskih puteva, prim.prev.). U slučaju greda druge serije, 100% loma je zabeleženo po spoju. Razlog zabeleženog

loma je bila upotreba sredstva za poboljšanje veze betona ugrađenih u različito vreme. Veza betona u prvoj seriji greda je ostvarena bez upotrebe sredstava.



Slika 6-8: Klasifikacija veze prijanjanja: kompletna, neodređena i loša (Bissonnette et al. 2011)

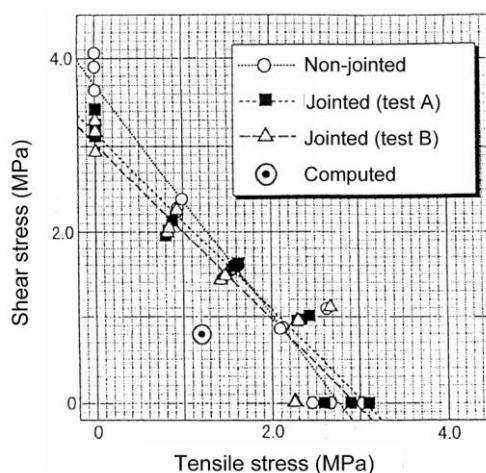
Loš odgovor veze sa upotrebljenim sredstvom čija je uloga njeno poboljšanje, je zabeležen i u ispitivanju (Suh et al. 1988), a mišljenje autora RILEM-ovog state-of-the-art izveštaja je da bi upotrebu sredstava za poboljšanje veze trebalo izbeći, jer ona dovodi do formiranja dve spojne ravni i samim tim do povećanja verovatnoće neželjenog odgovora. Efekat loše veze je najslikovitije vidljiv u odgovoru greda druge serija ispitanih u okviru ovog rada (Poglavlje 7.3.2.2).

### 6.3.2 Veza smičuće i zatezne nosivosti spoja

"Pull-off" metoda je jedna od retkih standardizovanih metoda za ispitivanje kvaliteta spoja i ujedno najčešće korišćena izvan laboratorije. Tako na primer, evropski standard koji daje pravila pri reparaciji i ojačanju (prEN 1504-3 2001), zahteva minimalnu čvrstoću spoja pri zatezanju u iznosu od 2.0 MPa. Pri tome, vrsta loma nije kriterijum kvaliteta.

S obzirom da je na ispitanim gredama određena čvrstoća veze prijanjanja pri zatezanju, potrebno je osvrnuti se na vezu ove veličine sa čvrstoćom pri smicanju, jer je to podrazumevano naponsko stanje prema propisima. Iako u literaturi postoji preko deset predloženih dispozicija za ispitivanje nosivosti spoja betona ugrađenih u različito vreme (Bissonnette et al. 2011), pomalo čudi činjenica da ne postoji korelacija između rezultata istih, a da istraživači u najvećem broju slučajeva zaključke izvode samo na osnovu jedne od njih, diskutujući da je naponski uslov na spoju jednoznačno određen. Dalje, direktno poređenje nosivosti pri čistom smicanju i čistom zatezanju je i upitno, jer je mehanizam loma pri ovim naponskim stanjima različit. Međutim, retka ispitivanja veze po obe metode ukazuju da je njihov odnos oko 2, tj. da je smičuća čvrstoća veze dvostruko veća od zatezna čvrstoće (Silfwerbrand 2003; Delatte et al. 2000). Prethodni

zaključak je izveden ispitivanjem na propisno obrađenoj površini postojećeg betona, ohrapvljenoj pneumatskim čekićima ili vodom pod visokim pritiskom (water-jet), dok recimo ispitivanje (Sato 1998) spoja na prethodno ispeskarenoj površini postojećeg betona ukazuje na nešto niži odnos vrednosti, oko 1,5. Ovo ispitivanje je posebno zanimljivo jer je i jedino koje se bavilo interakcijom smicanja i zatezanja na spoju (Slika 6-9), što je naponsko stanje kojem je spoj na gredama ispitanim u predmetnoj disertaciji bio izložen. U predmetnom ispitivanju čvrstoća pri čistom smicanju nije ispitana, ali se stiče utisak da je njen odnos prema čvrstoći na zatezanje bio i manji. S obzirom da je gornja površina ošupljenih ploča ohrapvljena grebanjem u toku ugrađivanja betona, bilo bi ne samo zanimljivo, nego i neophodno utvrditi vezu čvrstoće pri čistom zatezanju i čistom smicanju, kao i čvrstoću pri zajedničkom dejstvu ovih naprezanja. Sa jedne strane, u cilju egzaktne kontrole kvaliteta veze ugrađenog betona, a sa druge u cilju potencijalnog poboljšanja postupka proračuna datog u propisima.



Slika 6-9: Veza napona zatezanja i smicanja pri lomu, prema rezultatima ispitivanja (Sato 1998), preuzeto iz (Bissonnette et al. 2011)

### 6.3.3 Naponsko stanje na spoju betona ugrađenih u različito vreme

Veza betona ugrađenih u različito vreme zaokuplja pažnju naučnika i više od četrdeset godina. Prvobitna istraživanja su bila usmerena na čvrstoću veze i parametre koji utiču na iste, u najvećoj meri u cilju određivanja projektog kriterijuma (Poglavlje 3.6). Pri tome, naponsko stanje na spoju nije bilo tema istraživanja, jer se pretpostavljalo da je veza izložena samo naponima smicanja. U ovom svetlu bi trebalo posmatrati i brojnost

eksperimentalnih postavki koje sve za cilj imaju jednostavno laboratorijsko ispitivanje čvrstoće spoja izloženog ovakvim naprezanjem.

Tek poslednih godina je primetan sve veći broj istraživanja na temu naponskog stanja na spoju i procesa delaminacije. Ova aktuelizacija ispitivanja je posledica sve učestalijih sanacija ili ojačanja konstrukcija, a posebno zbog uočene činjenice da trenutna shvatanja naponskog stanja veze prijanjanja ne odgovaraju stvarnosti. Uočeno je da je trajnost reparacije mnogo kraća od trajnosti konstrukcije, i da zavisi od trajnosti spoja a ne karakteristika ugrađenih materijala. Upravo zbog toga, savremena istraživanja veze prijanjanja su usmerena na uslove i faktore koji utiču na formiranje i propagaciju prsline po spoju, odnosno, na delaminaciju (Tran et al. 2006; Luković et al. 2014). U ovom trenutku, istraživači su saglasni da delaminacija nastaje usled diskontinuiteta u naknadno ugrađenom sloju (na prslini ili bočnim granicama), da je naponsko stanje na spoju složeno (zatezanje i smicanje – Mod loma 1 i Mod loma 2), kao i da je odvajanje na spoju inicirano zatezanjem upravnim na površinu (u Modu loma 1).

Međutim, potrebno je naglasiti da se ispitivanja još uvek svode na savijanje kompozitnih greda i uticaj naponskog stanja na vrhu prsline pri njenom kontaktu sa spojem. Prema saznanju autora, ispitivanja pri značajnom delovanju transverzalne sile praktično ne postoje. Izloženost spoja složenom naponskom stanju, koje se menja sa procesom formiranja prsline je moguće uočiti u predmetnom ispitivanju. U slučaju greda u kojima je zabeležena delaminacija, razvoj prsline na spoju je počinjao sa prodiranjem prsline usled savijanja do spoja. Pravac skretanja prsline po spoju ukazuje na dominantno dejstvo napona smicanja. Nakon prodiranja prsline u prefabrikovani beton, delaminacija je zaustavljena i njen dalji razvoj nije uočen do završetka eksperimenta. Sa porastom opterećenja izmereno je samo širenje prsline. Međutim, nakon formiranja sekundarne grane smičuće prsline, odnosno, sa početkom klizanja na formiranoj prslini usled savijanja, zabeležena je ponovna delaminacija na istoj prslini, ali ovog puta sa druge strane. Za razliku od prethodnog, ovaj razvoj je bio pod dominantnim dejstvom napona zatezanja u spoju, koji je posledica vertikalnog pomeranja na prslini. Međusobna interakcija prethodne i naknadne delaminacije, sa različitih strana prsline, nije uočena.

## 6.4 ZAKLJUČAK

U ovom poglavlju je prikazana analiza rezultata eksperimentalnog ispitivanja greda opterećenih koncentrisanom silom u sredini raspona. Ispitane grede su kompozitne, formirane od prefabrikovanih prethodno napregnutih ošupljenih ploča i naknadno ugrađenog betona, sa statičkim uticajima koji odgovaraju uticajima na delu kontinualnog sistema napregnutom negativnim momentima savijanja. Poređenjem zabeleženog odgovora sa projektnim kriterijumima datim u (FIB Commission 6 Prefabrication 2000), izdvajaju se dva glavna zaključka:

- Specifične projektne kriterijume koji se odnose na posredno oslonjene ošupljene ploče bi trebalo uskladiti sa eksperimentalno zabeleženim odgovorom;
- Projektni kriterijum kontrole horizontalnih napona smicanja na spoju betona ugrađenih u različito vreme, gde se in-situ beton ugrađuje u šupljine prefabrikovane ploče i kao konstruktivni topping, ne odgovara zabeleženom lomu i trebalo bi ga zameniti kontrolom napona smicanja u horizontalnoj ravni koja se poklapa sa gornjom ivicom ošupljene ploče.

Zabeleženi odgovor greda sa neposrednim i posrednim kontaktom ošupljenih ploča i oslonačke konstrukcije se nije razlikovao. Tokom nanošenja opterećenja na gredama sa posredno oslonjenim prefabrikovanim elementom, nije uočen odgovor grede koji bi ukazao na narušavanje kompozitnog sadejstva prefabrikovanog dela i in-situ betona unutar šupljina. Kompozitno sadejstvo je potvrđeno i naknadnim prosecanjem greda nakon završetka ispitivanja, kroz nenarušenu athezionu vezu in-situ betona i rebara prefabrikovanog elementa. Računska nosivost na smicanje poprečnog preseka in-situ betona je iznosila oko 50% maksimalno zabeležene transverzalne sile, odnosno, polovinu potrebne nosivosti prema projektnim kriterijumima. Postojeći projektni kriterijum nosivosti na smicanje in-situ betona bi trebalo zameniti kontrolom nosivosti na vertikalnoj prslini koja se formira na spoju prefabrikovanog elementa i oslonačke konstrukcije. Dokaz računске nosivosti mehanizma trenja bi trebalo sprovesti za koeficijent trenja koji odgovara glatkoj površini bočne stranice prefabrikovane ploče.

Horizontalne prsline u rebrima ošupljene ploče, kao posledica simultanog dejstva napona odlamanja i napona smicanja, nisu uočene u toku ispitivanja. Računske

vrednosti glavnih napona zatezanja na ivici rebra, sračunate za izmerenu maksimalnu vrednost transverzalne sile i napona odlamanja, su 30 do 80% veće od izmerene zatezne čvrstoće prefabrikovanog betona. Postojeći projektni kriterijum bi trebalo izbrisati, jer je naponsko stanje na ivici prefabrikovanog elementa, usled unošenja sile prethodnog naprezanja, sračunato pod pretpostavkom homogene grede i nije moguće nakon pojave prslina usled savijanja.

Zabeležena ravan loma greda sa lošim karakteristikama spoja betona ugrađenih u različito vreme se nalazi na gornjoj površini ošupljene ploče, što je u suprotnosti sa postojećim projektnim kriterijumom. Projektni kriterijum bi trebalo da bude ograničenje računskih napona smicanja u horizontalnoj ravni, u svemu prema važećim propisima. U izostanku eksperimentalnog istraživanja uticaja monolitnog betona koji prodire kroz spoj, projektne vrednosti napona smicanja bi trebalo ograničiti na vrednost čvrstoće na smicanje određene prema hrapavosti površine očvrslog betona prema propisima.

Pored opisanih glavnih zaključaka, trebalo bi dodati i sledeće:

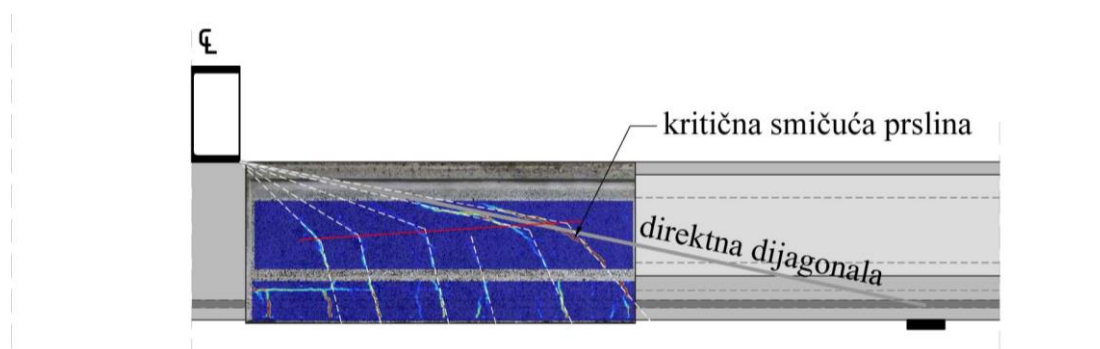
- Propisi podcenjuju nosivost na smicanje kontinuiranih ošupljenih ploča u zoni negativnih momenata savijanja, sa podužnom zategnutom armaturom ugrađenom u konstruktivnom topingu;
- Stiče se utisak da je uticaj na smičuću nosivost naknadno ugrađenog betona u šupljini ošupljene ploče manji od predviđenog prema propisima, što je neophodno utvrditi dodatnim eksperimentalnim ispitivanjem;
- Propisane vrednosti čvrstoće pri smicanju spoja betona ugrađenih u različito vreme su konzervativne za dobro izvedenu vezu;
- U cilju postavljanja kriterijuma kontrole veze prijanjanja betona ošupljene ploče i in-situ betona konstruktivnog topinga, neophodno je eksperimentalno odrediti odnos zatezne i smičuće čvrstoće spoja. Kontrola kvaliteta ostvarene veze prijanjanja betona ugrađenih u različito vreme bi uporedo sa izmerenom čvrstoćom na zatezanje trebalo da sadrži i zabeleženi tip loma;

- Sredstava za poboljšanje veze prijanjanja betona ugrađenih u različito vreme bi trebalo koristiti sa oprezom, a po mišljenu autora izbeći u slučaju konstruktivnog topinga ošupljenih ploča.



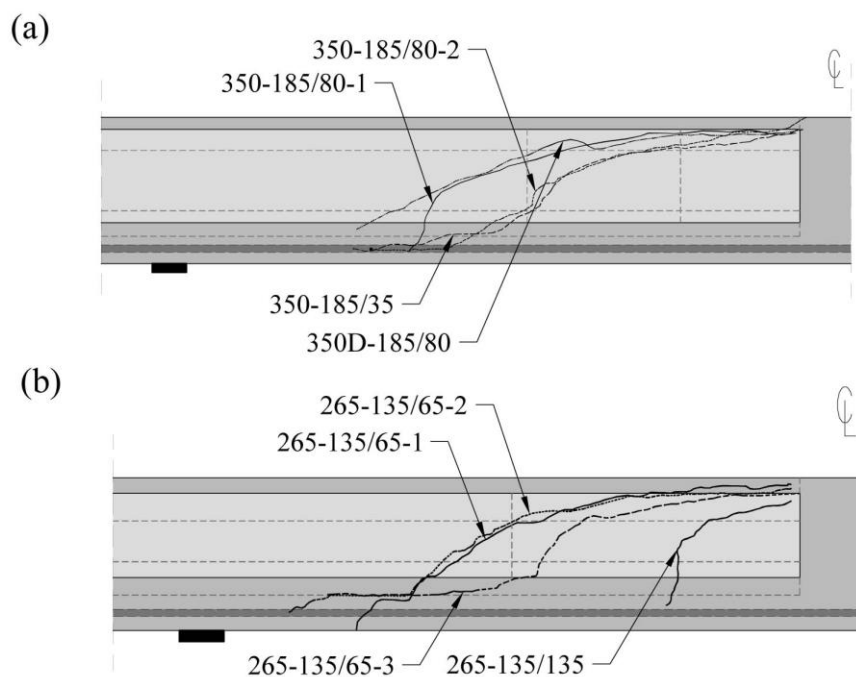
## 7 ANALIZA POMERANJA NA SMIČUĆIM PRSLINAMA

Slika uočenih prslina na svim ispitanim eksperimentalnim gredama je bila vrlo slična, sa sličnim načinom nastanka i pružanja kroz rebro grede tokom nanošenja opterećenja. Na svim smičućim prslinama su jasno uočljive i primarna i sekundarna grana prsline. Formirane kao prsline usled savijanja u topingu, nakon propagacije u rebro grede (primarna grana) prsline su zaokretale ka mestu delovanja opterećenja (sekundarna grana). Sa smanjenjem odnosa  $M/V$  u preseku u kome je prslina formirana, visina na kojoj je dolazilo do promene pravca se povećavala, a prelaz sa primarnog na sekundarni pravac je bio sve manje izražen. Takođe, ugao koji primarni pravac zaklapa sa osom grede se smanjivao sa smanjenjem smičućeg raspona. Tipičan prikaz prslina je dat na slici (Slika 7-1). Na slici su prikazane prsline, idealizovani pravci pružanja označeni belom isprekidanom linijom i položaj direktne dijagonale. Prikazani idealizovani položaj prslina je dobijen povlačenjem tangenti na pravac pružanja prsline u rebro grede, pre i nakon rotacije unutar pritisnutog pojasa.



Slika 7-1: Greda 350-185/80-1: Prikaz smičućih prslina na posmatranom delu smičućeg raspona

U najvećem broju slučajeva, kritične prsline su poslednje formirane prsline usled savijanja koje su propagirale u prefabrikovani deo poprečnog preseka, a po pravilu, do loma je dolazilo po prslini formiranoj na ošupljenom delu grede. Sa jedne strane, ovakvo ponašanje je i logično imajući u vidu manju širinu rebra poprečnog preseka (ošupljeni deo grede), tako da mesto na kome je formirana kritična smičuća prsline odgovara položaju sa najvećom vrednošću osrednjenih napona smicanja ovih greda bez smičuće armature. Sa druge strane, potrebno je napomenuti i da je osnovna razlika između kritičnih i praktično svih ostalih prethodno formiranih smičućih prsline bila u brzini promene širine prsline sa priraštajem opterećenja. Zajedničko za sve kritične smičuće prsline je i postojanje horizontalnog ili kosog kraka u okolini podužne zategnute armature. U većini greda, ovaj horizontalni deo smičuće prsline se pružao duž spoja betona ugrađenih u različito vreme, ali sa istim efektom na širinu prsline.



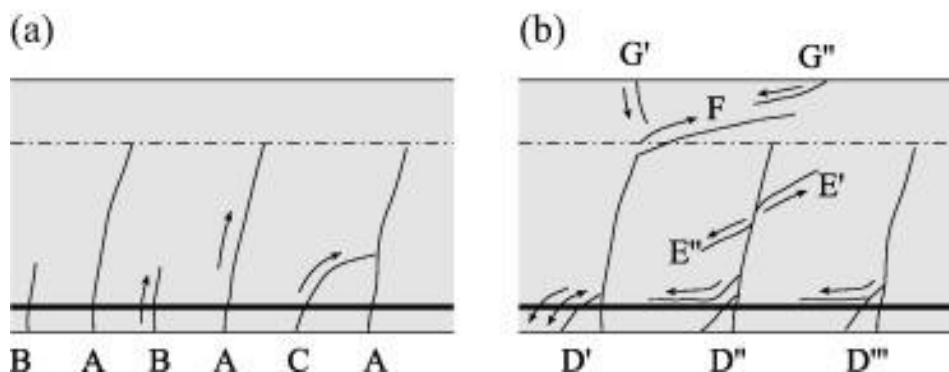
Slika 7-2: Slika kritičnih smičućih prsline greda: (a) sa prefabrikovanim elementom visine 350 mm i (b) sa prefabrikovanim elementom visine 265 mm

Uporedo sa bržim širenjem kritičnih smičućih prsline, uočena je i brža propagacija po visini. Istovremeno sa nastankom u prefabrikovanom delu grede, prsline je propagirala do visine direktne pritiskute dijagonale (linija koja spaja oslonac sa mestom delovanja opterećenja) menjajući pravac pružanja, odnosno, rotirajući u pravcu iste. Pri daljem nanošenju opterećenja je primetan nastavak propagacije kritičnih prsline u

horizontalnim pravcima: duž pritisnute dijagonale i duž podužne zategnute armature, formirajući karakterističan "S" oblik nakon loma. Prikaz kritičnih smičućih prslina svih ispitanih greda je dat na slici (Slika 7-2). Grafički prikaz greda je skaliran, tako da je statička visina svih greda jednaka.

## 7.1 RAZVOJ KRITIČNIH SMIČUĆIH PRSLINA

I pored načelne sličnosti među formiranim smičućim prslinama, kao i slične ukupne slike prslina na svim ispitanim gredama, razvoj prslina se lokalno razlikovao od grede do grede. Pri tome, uočeno je nekoliko tipova prslina, koje će biti opisane uz pomoć sistematizacije date u (Cavagnis et al. 2015). Grafički pregled tipova prslina je dat na slici (Slika 7-3).



Slika 7-3: Tipovi prslina: (a) primarne i sekundarne prsline usled savijanja i (b) prsline koje potiču usled aktivnih mehanizama prenošenja sile smicanja kroz isprskalu gredu (Cavagnis et al. 2015)

- Tip A – Primarne prsline usled savijanja. Prve prsline koje nastaju usled savijanja i pružaju se do visine poprečnog preseka na kojoj normalni naponi dostižu čvrstoću betona na zatezanje. Sa povećanjem krivine poprečnog preseka, visina pružanja ovih prslina se povećava, a njihova krajnja visina se može aproksimirati sa položajem neutralne linije. Zbog uticaja transverzalne sile, ove prsline se nalaze pod nagibom u odnosu na podužnu osu grede, pri čemu nagib opada sa smanjenjem momenta savijanja, odnosno, sa smanjenjem odnosa  $M/V$  u poprečnom preseku u kome je prslina formirana.
- Tip B – Sekundarne prsline usled savijanja. Prsline koje takođe nastaju usled savijanja, ali pri dostizanju zatezne čvrstoće betona između prethodno

formiranih primarnih prslina. Njihova visina je značajno manja od primarnih, sa rastojanjem koje zavisi od količine podužne zategnute armature i napona prijanjanja iste sa betonom.

- Tip C – Primarne ili sekundarne prsline usled savijanja koje se zbog manjeg nagiba spajaju sa prethodno formiranim primarnim prslinama.
- Tip D – Delaminacione prsline. Cavagnis je uočio tri tipa ovih prslina, pri čemu se prvi tip, D', formira pre, a druga dva tipa nakon dostizanja maksimalne vrednosti opterećenja. Za prvi tip je uočeno da nastaje neposredno nakon rotacije primarne smičuće prsline, pri vertikalnoj razlici pomeranja na prslini u iznosu od 0.15 mm.
- Tip E – Prsline usled sprečenog klizanja, odnosno, usled efekta hrapavosti prsline.
- Tip F – Sekundarni krak primarne prsline usled savijanja. Do rotiranja primarne prsline usled savijanja dolazi u okolini neutralne ose, nakon čega prslina propagira kroz pritisnuti pojas grede. Pri ispitivanju pravougaonih greda, Cavagnis je uočio da dužina "F" prslina raste sa smanjenjem odnosa  $M/V$  za prsline na rastojanju većem od  $0.5d$  od mesta nanošenja opterećenja. Takođe, sa smanjenjem momenta savijanja, odnos granične prema transverzalnoj sili pri kojoj se sekundarni krak prsline formira raste.
- Tip G – Prslina u pritisnutom pojasu koja ne potiče od primarne prsline usled savijanja. Uzrok ovih prslina je savijanje pritisnuog pojasa nakon formirane kritične smičuće prsline.

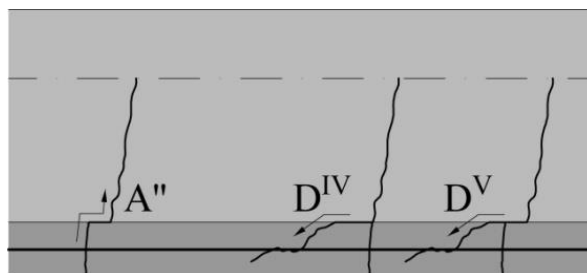
U istraživanju sprovedenom u predmetnom radu, uočene prsline su načelno bile slične, ali sa nekoliko bitnih razlika.

### **7.1.1 Primarne i sekundarne prsline usled savijanja**

Kao što je prethodno rečeno, prsline usled savijanja nastaju pri prekoračenju nosivosti betona na zatezanje. Primarne prsline nastaju prve i sa povećanjem krivine poprečnog preseka se produžavaju praktično do visine neutralne linije, dok sekundarne prsline

nastaju nakon prekoračenja zatezne čvrstoće betona na neisprskalom delu između prethodno formiranih primarnih prslina. Nakon što primarne prsline dostignu visinu neutralne linije, dalji razvoj prslina nije moguć i sa porastom opterećenja dolazi samo do širenja postojećih prslina. S obzirom da se pomeranje neisprskalih delova grede odvojenih prslinom može opisati po principu rotacije oko vrha prsline, do klizanja na prslini, a samim tim i prenošenja napona smicanja kroz istu, dolazi promenom pravca pružanja prsline. Kako je promena pravca pružanja moguća samo kod primarnih prslina, jedino su one od značaja sa stanovišta prenošenja transverzalne sile kroz prslinu grede bez uzengija.

Da bi se odredila mogućnost prenošenja napona smicanja kroz prslinu, osnovni parametar je širina prsline, koja se određuje u zavisnosti od opterećenja (dilatacije u zategnutoj armaturi) i rastojanja između primarnih prslina. Srednje rastojanje između smičućih prslina greda sa visinom prefabrikovanog elementa od 350 mm je iznosilo 215 mm, odnosno 0.56 statičke visine preseka. U slučaju greda sa visinom prefabrikovanog elementa od 265 mm, srednje rastojanje smičućih prslina je iznosilo 200 mm, odnosno 0.65 statičke visine preseka. Ove vrednosti su u skladu sa većinom teoretskih rešenja koja nosivost grede bez uzengija opisuju preko širine kritične smičuće prsline (Poglavlje 3.3.3). Takođe, bitno je naglasiti da u ispitanim gredama praktično nisu registrovane sekundarne prsline usled savijanja, a na mestima gde su se i formirale, pružale su se isključivo do visine spoja betona ugrađenih u različito vreme. Ovo je posebno uočljivo u slučaju greda prve serije, sa sekundarnim prslinama u produžetku prslina usled sprečenog skupljanja naknadno ugrađenog betona.



*Slika 7-4: Tipovi prslina sa delaminacijom na spoju betona ugrađenih u različito vreme*  
 S obzirom da su ispitane grede kompozitne, formirane spajanjem betona različitih karakteristika ugrađenih u različito vreme, uočena je specifična forma primarnih prslina usled savijanja (Slika 7-4):

Tip A" – Diskontinualna primarna prslina usled savijanja. Na pojedinim primarnim prslinama usled savijanja je uočen diskontinuitet, odnosno, skretanje prsline po spoju topinga i prefabrikovanog elementa. Do ovakvog oblika prsline dolazi pod uticajem horizontalnih napona smicanja koji su posledica transverzalne sile. U svim zabeleženim slučajevima, smer propagacije prsline u horizontalnom pravcu je bio ka mestu delovanja opterećenja. Osim što su ukazivale na lokalno nisku čvrstoću zatezanja spoja, ove prsline praktično nisu imale uticaja na smanjenje granične nosivosti grede.

### 7.1.2 Smičuće prsline

Prsline tipa D su registrovane u svim ispitanim gredama, na svakoj od kritičnih smičućih prslina i na pojedinim smičućim prslinama bliže mestu delovanja opterećenja. Sve prsline na kojima je uočeno formiranje ovih prslina su imale veću brzinu širenja od susednih. Dodatno, s obzirom da su ispitane grede kompozitne, delaminacione prsline su se javljale i po spoju, a uočena su dva tipa (Slika 7-4):

- Tip D<sup>IV</sup> – Delaminacione prsline po spoju betona ugrađenih u različito vreme. Ove prsline su nastajale sa rotacijom primarnih prslina ka mestu delovanja opterećenja, a s obzirom na nižu čvrstoću na zatezanje spoja u odnosu na monolitni beton, može se reći da je njihov oblik i mehanizam nastanka praktično isti kao i za tip D'.
- Tip D<sup>V</sup> - Delaminacione prsline po spoju betona ugrađenih u različito vreme, na diskontinualnoj prslini usled savijanja. Kao što je prethodno rečeno, delaminacija na primarnoj prslini usled dejstva horizontalnih napona smicanja nije imala vidljivog uticaja na graničnu nosivost. Pravac razvijanja delaminacionog kraka prsline tipa D<sup>V</sup> je bio jednak ostalim prslinama tipa D, odnosno, pri ispitivanju nije uočeno širenje prsline u suprotnom pravcu – u kome je prethodno zabeležena delaminacija pri formiranju prsline usled savijanja.

U pogledu pomeranja obraza prsline pri deformaciji grede, sve delaminacione prsline su imale jednak efekat – brzina širenja smičuće prsline je rasla nakon njihovog formiranja, umanjujući mogućnost prenošenja transverzalne sile.

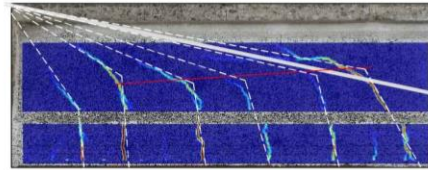
### Prsline tipa F

Kao što je u uvodnom delu poglavlja rečeno, sve primarne prsline usled savijanja su se razvile u smičuće prsline, odnosno, kod svih je uočeno rotiranje pravca pružanja ka mestu delovanja opterećenja. Pri uobičajenim razmatranjima mehanizma prenošenja transverzalne sile kroz isprskalu gredu, usvaja se da se sekundarna grana primarne prsline usled savijanja pruža kroz pritisnuti pojas grede, a da do promene pravca pružanja prsline dolazi na visini bliskoj neutralnoj liniji. Ovde je svakako potrebno napomenuti da svi mehanički i teoretski modeli proračuna postavljaju uslove ravnoteže na konturi zabeleženog loma, odnosno na kritičnoj smičućoj prslini. I u predmetnom ispitivanju je uočeno ovakvo pružanje kritične smičuće prsline.

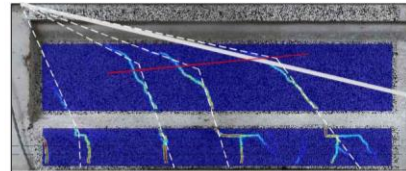
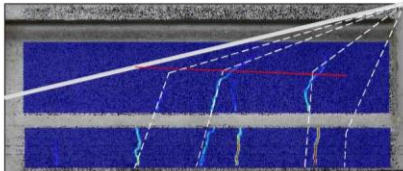
Visina uočenog početka promene pravca pružanja smičućih prslina u ispitanim gredama se menja u zavisnosti od odnosa  $M/V$  u preseku u kome je prslina formirana, odnosno, visina primarnog kraka smičuće prsline se povećava idući ka osloncima grede. Pri tome se može uočiti linearna promena visine na kojoj dolazi do rotacije pravca pružanja prsline, a zanimljivo je primetiti i da je ona vrlo slična za sve grede iste statičke visine. Na slikama (Slika 7-5 i Slika 7-6) su dati prikazi smičućih prslina na posmatranom delu smičućeg raspona ispitanih greda, neposredno pred lom. Idealizovani pravci pružanja prslina su određeni u skladu sa objašnjenjem datim uz sliku (Slika 7-1), a na svim prikazanim gredama je ucrtan i položaj direktnog pritisnutog pojasa. Slike prslina po fazama opterećenja su date u Prilogu.

Visina pružanja primarnog dela kritičnih smičućih prslina je odgovarala visini direktnog pritisnutog pojasa na mestu na kome je prslina formirana, nakon čega se sekundarni krak prsline pružao duž istog. Jedini izuzetak je uočen u gredi sa direktno oslonjenim prefabrikovanim elementima, 350D-185/80. Još jedna bitna odlika kritičnih smičućih prslina je da su one ujedno bile i poslednje formirane primarne prsline usled savijanja. U nekoliko greda je uočeno i formiranje sekundarnih prslina usled savijanja na delu ka osloncima, ali je kao i kod svih ostalih sekundarnih prslina njihova visina bila ograničena horizontalnim spojem betona ugrađenih u različito vreme.

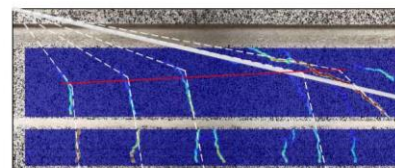
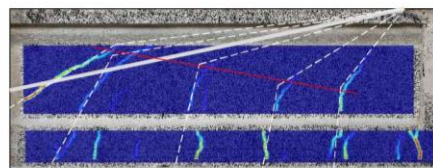
350-185/80-2



350-185/35

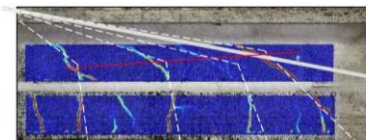


350D-185/80



Slika 7-5: Prikaz smičućih prslina na posmatranom delu smičućeg raspona greda formiranih sa prefabrikovanim elementom visine 350 mm

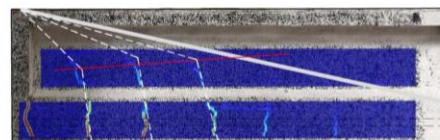
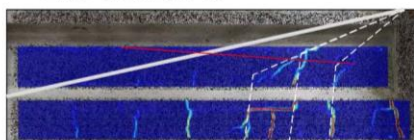
265-135/65-1



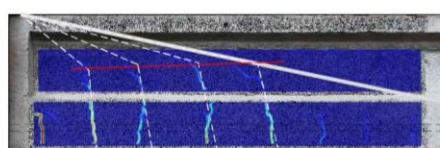
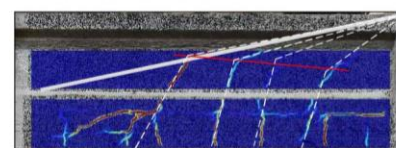
265-135/65-2



265-135/65-3



265-135/135



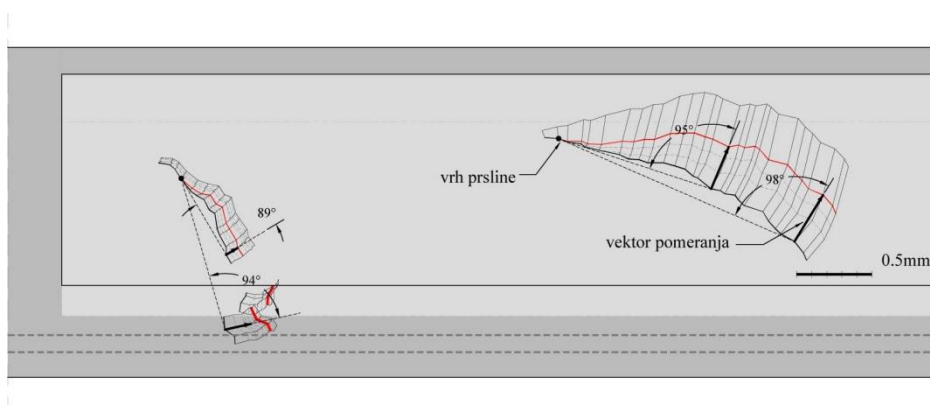
Slika 7-6: Prikaz smičućih prslina na posmatranom delu smičućeg raspona greda formiranih sa prefabrikovanim elementom visine 265 mm



Zanimljivo je spomenuti i da je primarni krak kritičnih smičućih prslina u potpunosti formiran istovremeno sa nastankom prsline, tačnije, sa nastankom prsline u prefabrikovanom delu grede. Objašnjenje ovakvog ponašanja je moguće naći u nestabilnosti formiranja prsline usled velike količine podužne zategnute armature (Carmona et al. 2007). Za razliku od prethodno formiranih, kritične prsline su formirane na ošupljenom delu grede.

## 7.2 POMERANJE OBRAZA NA PRSLINI

Relativno pomeranje neisprskalih delova grede ograničenih prslinom je moguće opisati na principu rotacije oko vrha prsline. Iako je ovakvo ponašanje logično i u skladu sa uočenim ponašanjem u slučaju greda opterećenih na čisto savijanje, merenje pomeranja na obrazima prsline je u prošlosti bilo izuzetno komplikovano zbog neodređenosti položaja prsline (Fenwick & Pauley 1968; Taylor 1974; Chana 1987). U poslednje vreme je upotrebom fotogrametrije (Poglavlje 4.6) poništen faktor neizvesnosti položaja prsline, a merenje komponentalnih pomeranja na svim prslinama formiranim na posmatranoj površini je postalo dostupno. Ovde svakako treba naglasiti i da sva teoretska rešenja koja se zasnivaju na objašnjenju nosivosti grede bez uzengija polazeći od trenja kroz prslinu, direktno ili indirektno polaze od ove pretpostavke (Reineck 1991b; Vecchio & Collins 1986).



Slika 7-7: Vektori pomeranja tačaka na prslinama grede 350-185/80-1

Rotacija oko vrha prsline se naslućuje na slikama relativnog pomeranja obraza prsline datih u Prilogu, a izmerena vrednost ugla koji vektor pomeranja tačaka na prslini zaklapa sa linijom povučenom iz vrha prsline kao centrom rotacije, se kretala u

granicama od  $85^\circ$  do  $110^\circ$ , sa srednjom vrednosti od  $95^\circ$ . Zanimljivo je uočiti povećanje ugla koji zaklapa vektor pomeranja, sa povećanjem rastojanja od centra rotacije, što najverovatnije ukazuje na uticaj istorije opterećenja. Takođe, uočeno je i neznatno povećanje uglova sa povećanjem rastojanja prsline od mesta delovanja opterećenja. Na slici (Slika 7-7) je prikazano pomeranje tačaka na prvoj i poslednjoj prslini grede 350-185/80-1, pri opterećenju na presi od 160 i 210 kN, za prvu i drugu prslinu respektivno.

Imajući u vidu ovakvo ponašanje, jasno je da potencijalno učešće trenja na prslini, kao mehanizama prenošenja transverzalne sile kroz isprskalu gredu, zavisi od oblika prsline. Prenosjenje transverzalne sile kroz prslinu je od interesa samo na delu primarnog kraka prsline usled savijanja, a do aktiviranja ovog mehanizma dolazi tek nakon promene pravca pružanja prsline. Drugim rečima, u skladu sa uočenim principom rotacije, na delu primarne grane dolazi do pomeranja obraza paralelno sa prslinom tek nakon formiranja sekundarne grane prsline. Iz ovoga sledi da potencijal mehanizma trenja opada sa smanjenjem nagiba prsline, što je moguće kompenzovati većom rotacijom, odnosno, dužim sekundarnim krakom prsline. Smanjenje nagiba primarnog dela, zajedno sa povećanjem dužine sekundarnog dela prsline usled savijanja, je u ispitanim gredama zabeleženo sa smanjenjem odnosa  $M/V$  u preseku u kome je prslina formirana. Sličnu pravilnost u geometriji smičućih prslina je uočio i Cavagnis (Cavagnis et al. 2015) na osnovu sopstvenih eksperimentalnih ispitivanja.

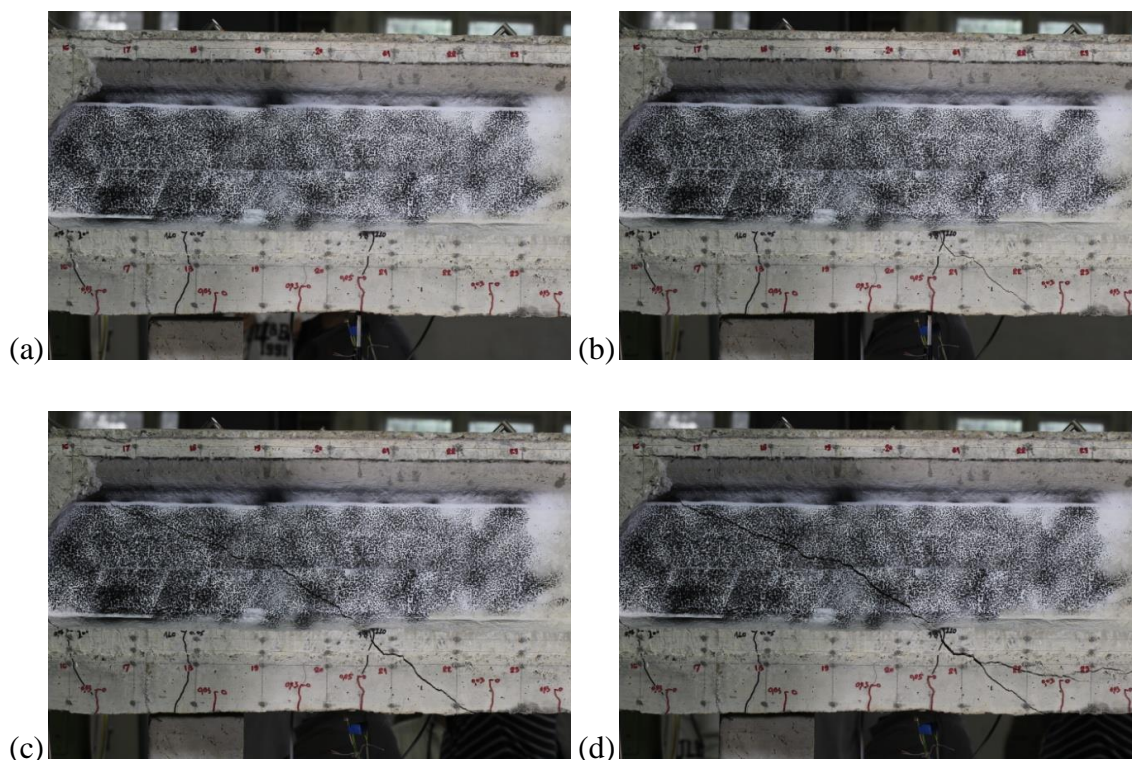
### **7.3 FORMIRANJE KRITIČNIH SMIČUĆIH PRSLINA I POMERANJE NEPOSREDNO PRED LOM**

U toku ispitivanja kompozitnih greda je uočena velika raznovrsnost kritičnih smičućih prslina, a zajedničko za sve je da su nastale od prslina usled savijanja. U najvećem broju greda, prslina na kojoj je zabeležen lom je poslednje formirana prslina usled savijanja, a u gredama u kojima nije zabeležena progresivna delaminacija po horizontalnom spoju betona ugrađenih u različito vreme, sekundarna grana kritične smičuće prsline se pružala duž direktnog pritisnutog pojasa koji spaja mesta delovanja koncentrisanog opterećenja. Takođe, sastavni deo svih prslina po kojima je došlo do loma je i postojanje delaminacione prsline u okolini podužne zategnute armature. Međutim, i pored velike raznovrsnosti, moguće ih je podeliti na dva opšta tipa: kritične prsline čija propagacija

nije dovela do loma (prenošenje transverzalne sile kroz gredu je nastavljeno preko nenarušenog pritisnutog pojasa) i kritične prsline čija propagacija je dovela do loma.

### 7.3.1 Prenošenje transverzalne sile lučnim mehanizmom

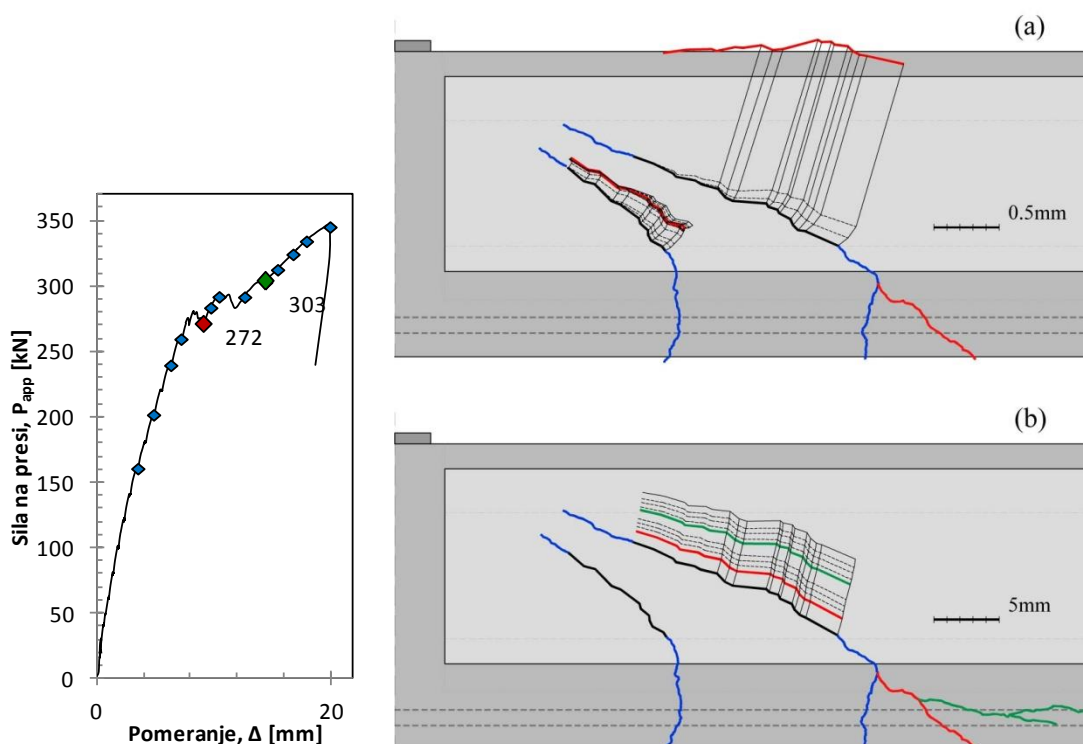
Za razliku od svih ostalih greda koje su eksperimentalno ispitane do loma, grede grupe 350-135/135 su ispitane na manjem smičućem rasponu, što je osnovni uzrok zabeleženog odgovora. U slučaju greda sa manjim smičućim rasponom, obično manjim od 2.5, opterećenje se kroz gredu prenosi direktnim pritisnutim pojasom (Poglavlje 3.1). Mogućnost formiranja ovakvog mehanizma leži u činjenici da formirane smičuće prsline ne presecaju pritisnuti pojas i samim tim ne umanjuju njegovu nosivost. Do loma dolazi prekoračenjem nosivosti pritisnutog pojasa ili podužne zategnute armature.



Slika 7-8: Fotografije kritične smičuće prsline grede 350-135/135-1 pri opterećenju od : (a) 220 kN, (b) 280 kN, (c) 293 kN i (d) 303 kN

Kritična smičuća prsline grede 350-135/135-1 je zabeležena pri opterećenju od 220 kN, kao prsline usled savijanja. Pri opterećenju od 280 kN je zabeležena delaminaciona prsline u produžetku primarnog kraka prsline, pod uglom pod kojim se prsline pružala u rebru grede, a pri opterećenju od 303 kN je zabeležena i delaminaciona prsline duž

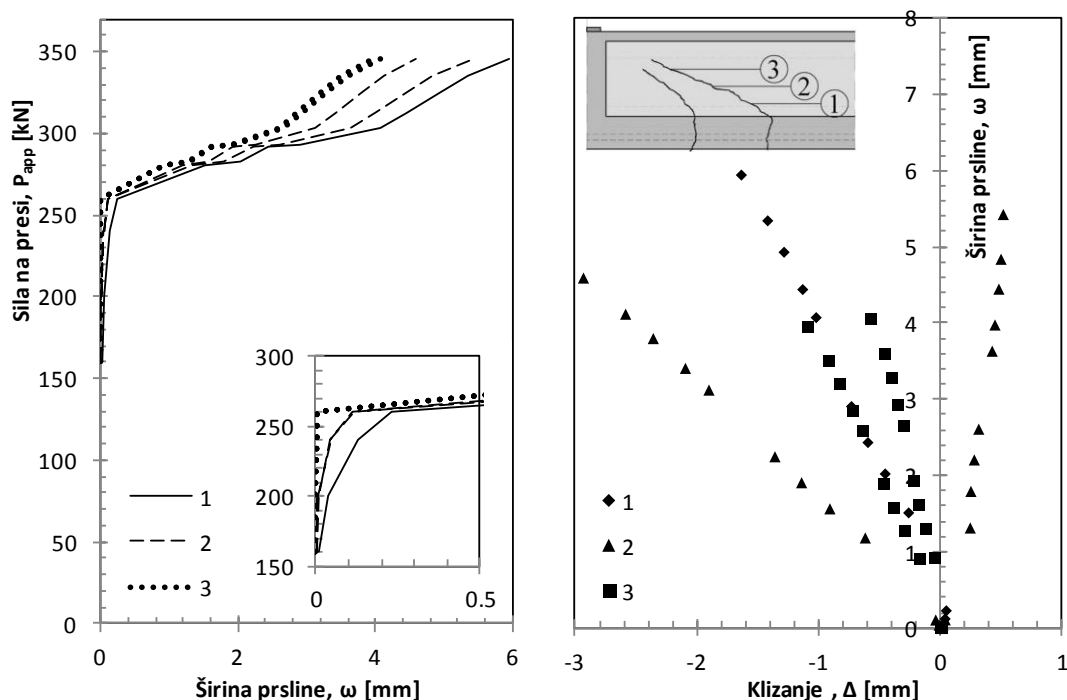
podužne zategnute armature (Slika 7-8). Lom grede je zabeležen pri opterećenju od 346 kN. Merenja i opis odgovora grede su prikazani u delu (Poglavlje 5).



Slika 7-9: Računsko relativno pomeranje na obrazima prslina na zapadnoj strani grede 350-135/135-1 pri opterećenju na presi: (a) do 280 kN i (b) do loma

Odgovor prsline pri prethodno pobrojanim fazama je jasno vidljiv na prikazu pomeranja obraza prsline, dat na slici (Slika 7-9). Počev od trenutka nastanka, porastu opterećenja odgovara širenje prsline, koje se može opisati na principu rotacije delova grede razdvojenih prslinom oko centra koji se nalazi u vrhu prsline. Do opterećenja u iznosu od 280 kN, širenje prsline je približno linearno zavisno u odnosu na vrednost nanetog opterećenja, kada dolazi do naglog širenja (Slika 7-10 (a)), praćenog povećanjem ugiba i odgovarajućeg pada sile na presi. Istovremeno formirana delaminaciona prsline ukazuje na razlog ovakvog ponašanja, a izmerena širina kritične prsline iznosi 1.5 mm. Sa naglim širenjem prsline je zabeleženo i veliko proklizavanje na prslini, a do kraja izvođenja eksperimenta odnos širine i klizanja na prslini je ostao praktično nepromenjen. Ova delaminaciona prsline je bila tipa D, a do potpune delaminacije (cepanje betona duž zategnute armature usled moždaničkog dejstva), dolazi pri opterećenju od 303 kN. Početak procesa cepanja je uočen pri vrednosti opterećenja na presi od 393 kN, što je i vidljivo na dijagramu ugiba. Na žalost, donja flanša grede ove grupe nije osmatrana fotogrametrijski.

Odnos promene širine i klizanja izabranih tačaka na kritičnoj prslini grede 350-135/135-1 je prikazan na slici (Slika 7-10). Za svaku od izabranih tačaka su date dve vrednosti komponentalnih pomeranja, za pravac prsline koji prethodi i sledi posmatranoj tački. Linearna zavisnost ovih komponentalnih pomeranja jasno ukazuje na rotaciju neisprskalih delova grede oko centra čiji se položaj na menja. Drugim rečima, jasno je da je za vrednost opterećenja veću od 280 kN prenošenje napona smicanja trenjem kroz prslinu zanemarljivo. Zanimljivo je spomenuti i da je proces širenja prethodno formirane smičuće prsline zaustavljen pojavom delaminacije na kritičnoj prslini, odnosno, da širina prsline nije pratila naknadno povećanje opterećenja i odgovarajućeg napona u zategnutoj armaturi.



Slika 7-10: Prikaz pomeranja tri tačke po visini kritične smičuće prsline na zapadnoj strani grede 350-135/135-1: promena širine (a) i odnos promene širine i klizanja (b)

### 7.3.2 Lom propagacijom kritične smičuće prsline

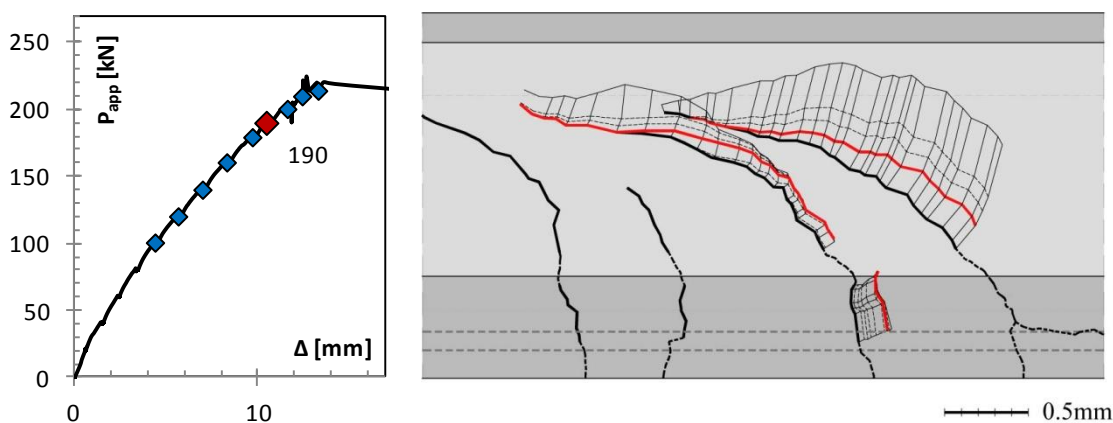
Zabeleženi lom greda ispitanih na ukupnom smičućem rasponu  $a/d \approx 4.7$  je usledio nakon propagacije smičuće prsline kroz pritisnuti pojas, što se u literaturi naziva smičući lom savijanjem (diagonal tension failure). U svim gredama je istovremeno ili neposredno nakon formiranja poslednje smičuće prsline zabeleženo i formiranje kose delaminacione prsline u okolini zategnute armature (primarna delaminaciona prsline), a

horizontalne prsline duž zategnute armature usled cepanja betona (sekundarna delaminaciona prslina) su zabeležene nakon loma.

U ovim gredama, primarna delaminaciona prslina se jednim svojim delom pružala duž spoja betona ugrađenih u različito vreme. U slučaju greda prve serije, dužina prsline po spoju je bila kratka, nakon čega je skretala ka zategnutoj armaturi. Međutim, u slučaju greda druge serije, prslina je progresivno propagirala po spoju, dovodeći do loma. S obzirom na ove razlike, izvršena je podela zabeleženih lomova: na lom po kritičnoj smičućoj prslini i lom po smičućoj prslini nakon delaminacije topinga.

### 7.3.2.1 Lom po kritičnoj smičućoj prslini

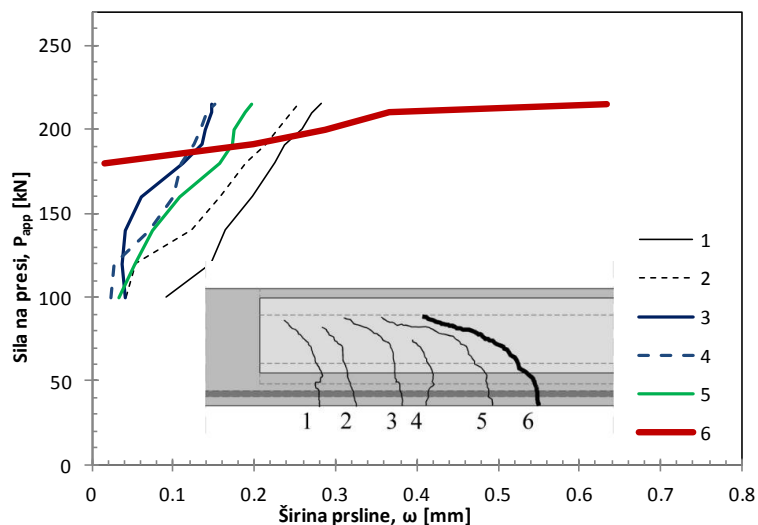
Lom grede 350-185/80-1 je zabeležen neposredno nakon formiranja prsline na ošupljenom delu grede (Slika 7-11). Prslina je formirana pri opterećenju od 190 kN, a primarna delaminaciona prslina je uočena pri opterećenju od 200 kN. Međutim, imajući u vidu ravnomernost širenja prsline od trenutka nastanka do loma, jasno je da je delaminacija nastala istovremeno sa nastankom smičuće prsline, a da je pri opterećenju od 200 kN propagirala do površine betona.



Slika 7-11: Računsko relativno pomeranje na obrazima prsline na zapadnoj strani grede 350-185/80-1

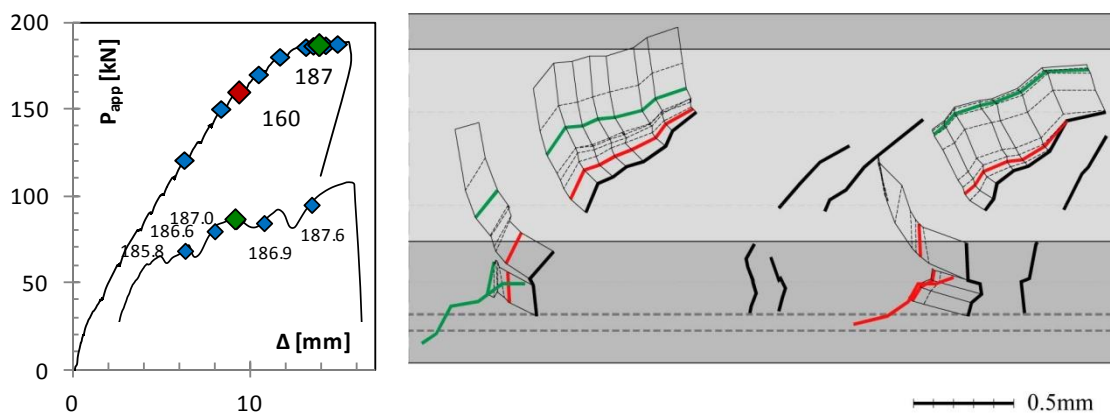
Uticaj delaminacije na poslednje formiranoj smičućoj prslini je najjasnije vidljiv na dijagramu koji prikazuje promenu širine svih smičućih prsline grede 350-185/80-1 (Slika 7-12). Vrednosti prikazanih širina su zabeležene na nivou podužne zategnute armature, a za prslinu broj 6 je prikazana širina na mestu najnižeg dela rebra. Razlog odstupanja je što se deo prsline u flanši nalazio izvan područja obuhvaćenog

fotografijom. Neposredno pred lom, širina poslednje formirane prsline je iznosila 0.35 mm na posmatranom delu grede.



Slika 7-12: Promena širine prsline u zavisnosti od opterećenja grede 350-135/135-1

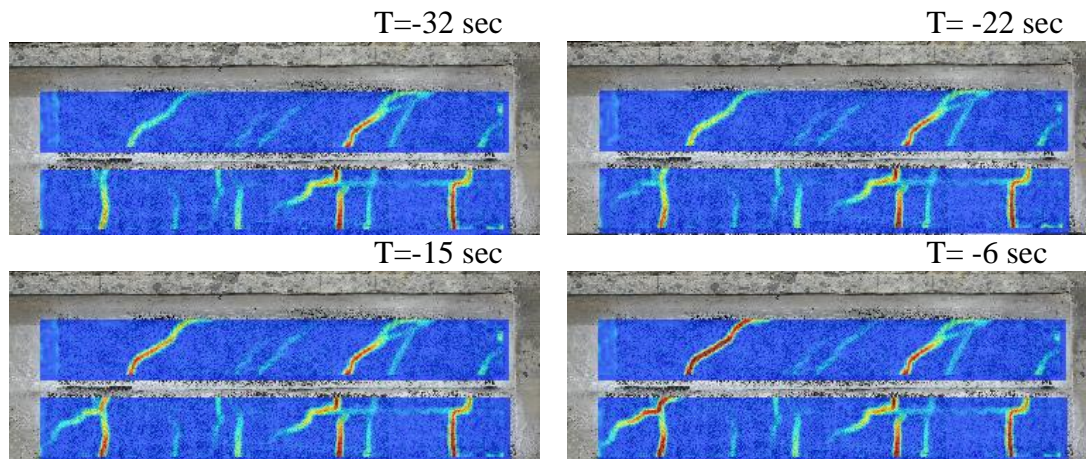
Zanimljivo je primetiti i zajednički odgovor kritične sa prethodno formiranom smičućom prslinom – iako prsline nisu bile fizički spojene, širenje sekundarnih krakova je bilo "koordinirano", a prsline su se spojile pri samom lomu grede.



Slika 7-13: Računsko relativno pomeranje na obrazima prsline na zapadnoj strani grede 265-135/65-2

Sličan odgovor je zabeležen i na gredi 265-135/65-2 , ali sa osnovnom razlikom što delaminaciona prsline nije formirana u istom trenutku kada i smičuća prsline. Da bi bilo zanimljivije, delaminaciona prsline je formirana na dve smičuće prsline (Slika 7-13). Prva smičuća prsline je formirana pri opterećenju od 80 kN, a delaminacioni krak pri opterećenju od 160 kN, kada je formirana i druga smičuća prsline. Delaminacioni krak

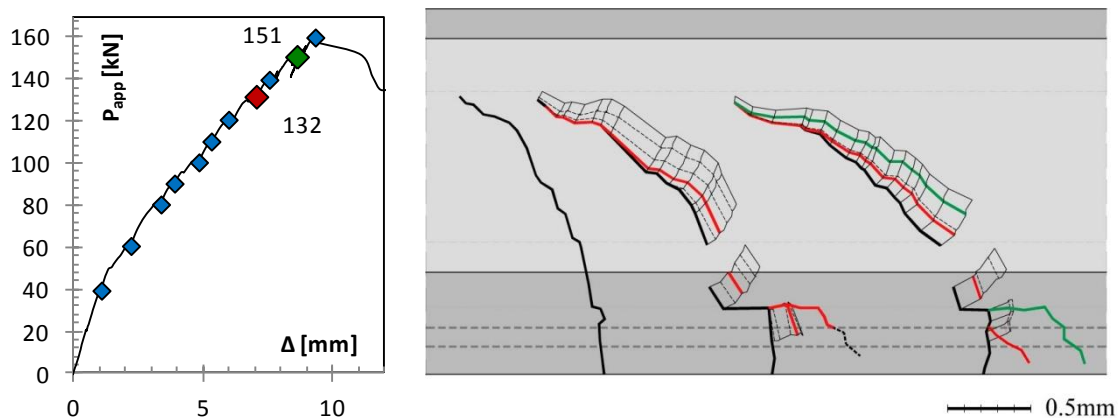
na drugoj prslini je formiran pri opterećenju od 187 kN, a lom grede je po istoj zabeležen pri samo 2 kN većem opterećenju. Proces razvoja delaminacionog dela druge prsline je dat na slici (Slika 7-14).



Slika 7-14: Prikaz razvoja kritične smičuće prsline (vreme u odnosu na trenutak loma)

### 7.3.2.2 Lom po smičućoj prslini nakon delaminacije toppinga

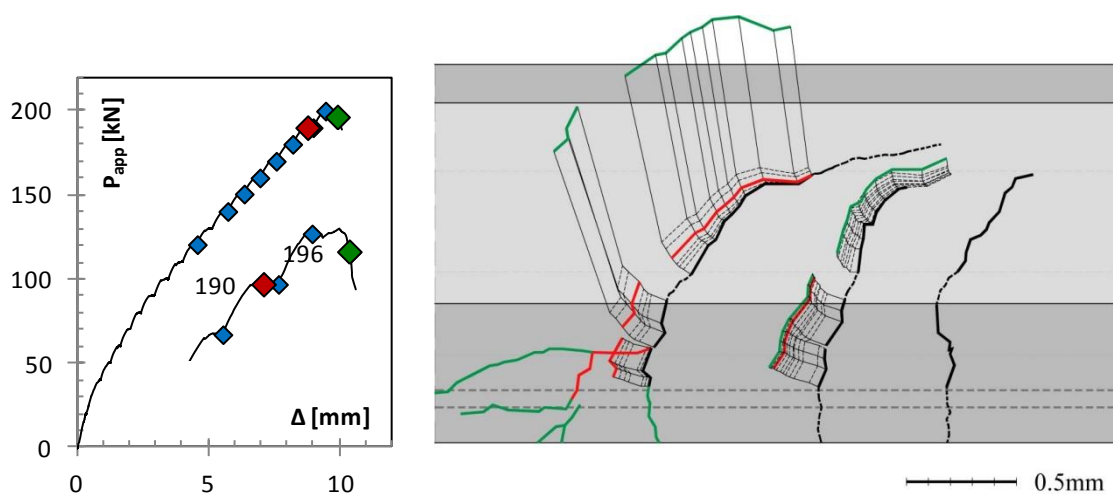
Veza betona ugrađenih u različito vreme druge serije greda je imala bitno različite karakteristike. Iako nije izmerena velika razlika u nosivosti na zatezanje ispitana "pull-off" testom, razlika se ogledala u tipu loma (Poglavlje 4.7.4). Posledica zabeleženog loma veze je uočena pri ispitivanju greda – delaminacione prsline po spoju su bile velike dužine, sa direktnim uticajem na izduženje armature na delamiranom segmentu i samim tim na širinu prslina.



Slika 7-15: Računsko relativno pomeranje na obrazima prslina na zapadnoj strani grede 350-185/35



Na slici (Slika 7-15) je prikazano pomeranje na obrazima prslina grede 350-185/35. Prva prikazana smičuća prslina je propagirala u rebro prefabrikovanog dela grede pri opterećenju od 120 kN, kao diskontinualna prslina usled savijanja, a dužina diskontinuiteta je najavila njen odgovor pri porastu opterećenja – već pri sledećem koraku opterećenja je formiran i delaminacioni deo prsline. Pri istom opterećenju, formirana je i druga diskontinualna smičuća prslina, sa kosim krakom na mestu podužne zategnute armature, a pri opterećenju od 149 kN je uočen delaminacioni krak prsline koji se pružao po spoju. Nastavak opterećenja grede je praćen progresivnim otvaranjem druge smičuće prsline, što je dovelo do loma pri opterećenju od 162 kN.

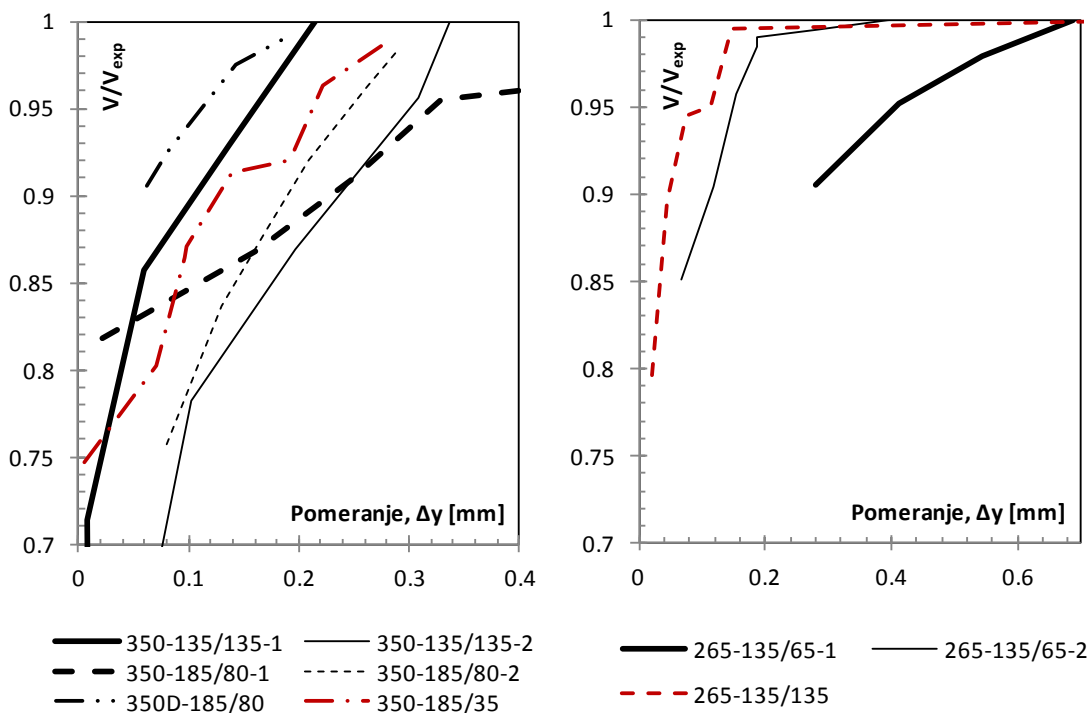


Slika 7-16: Računsko relativno pomeranje na obrazima prslina na zapadnoj strani grede 265-135/135

Uticaj karakteristike spoja je jasno vidljiv i na gredi 265-135/135 (Slika 7-16). Kontinualna prslina usled savijanja je propagirala u rebro prefabrikovanog dela grede pri opterećenju od 160 kN, delaminaciona prslina koja se delom pružala po spoju betona ugrađenih u različito vreme je formirana na 190 kN, a lom je zabeležen pri opterećenju od 201 kN. Formiranjem kratke delaminacione prsine, širina kose prsline je počela da raste velikom brzinom, nakon čega se delaminaciona prslina produžila, dovodeći do loma. Poslednja fotografija pre loma grede je snimljena nakon dostigute granične nosivosti, samo pet sekundi nakon uočenog početka gubitka sile na presi i vrlo slikovito objašnjava uzrok loma.

### 7.3.3 Vertikalno pomeranje kritične smičuće prsline

Kao što je nekoliko puta rečeno, sve smičuće prsline su imale istu formu koja se ogleda u primarnom i sekundarnom delu, sa pomeranjem koje odgovara rotaciji oko vrha prsline, dok su se kritične prsline razlikovale jer su sadržale i delaminacioni krak. Posledica postojanja delaminacije je veća brzina širenja kritičnih prsline u odnosu na ostale smičuće prsline, odnosno, njihova veća širina u odnosu na smičuće prsline na kojima nije zabeleženo odvajanje topinga. Veća širina prsline narušava nosivost mehanizama koji učestvuju u prenošenju transverzalne sile kroz isprskalu gredu. Zanimljivo je primetiti da se prsline sa progresivnom delaminacijom suštinski nisu razlikovale od ostalih kritičnih prsline, tj. da lom po horizontalnom spoju betona ugrađenih u različito vreme nije uticao na promenu odnosa širine i klizanja na prslini.



Slika 7-17: Vrednost vertikalnog pomeranja na kritičnoj smičućoj prslini neposredno pred lom

Na slici (Slika 7-17) je prikazana razlika u vertikalnom pomeranju delova neisprskalog betona u okolini kritičnih prsline ispitanih greda. Relativna pomeranja data na slici su izmerena na donjoj ivici rebra greda kako bi bila direktno uporediva. Ono što prvo upada u oči je vrednost vertikalnih pomeranja, koja se za sve grede iste statičke visine kreće u uskim granicama. Pri opterećenju koje odgovara 95% opterećenja pri kome je

zabeležen lom, relativno vertikalno pomeranje na kritičnoj prslini je iznosilo  $0.2 \div 0.3$  mm i  $0.15 \div 0.20$  mm za grede sa statičkom visinom od 390 i 300 mm, respektivno. Ova pravilnost važi i za grede grupe 350-135/135, u odnosu na opterećenje koje je definisano kao lom grednog mehanizma, a jedini izuzetak je greda 265-135/65-1. Na osnovu slike fotogrametrijski zabeleženih prslina ili egzaktnije, izmerenih smičućih deformacija, može se reći da je istovremeno sa nastankom ove prsline zabeležen lom grednog mehanizma, a da je nanošenje opterećenja do loma nastavljeno direktnim pritisnutim pojasom, što objašnjava izuzetak.

Još jedan zanimljiv podatak je da je početak progresivnog odvajanja topinga na dijagramima vidljiv kroz neznatno povećanje vertikalnog pomeranja na prslini, što se ne može reći i za promenu širine prsline. Dijagrami pomeranja greda na kojima je zabeležena progresivna delaminacija topinga su na slici prikazani crvenom bojom.

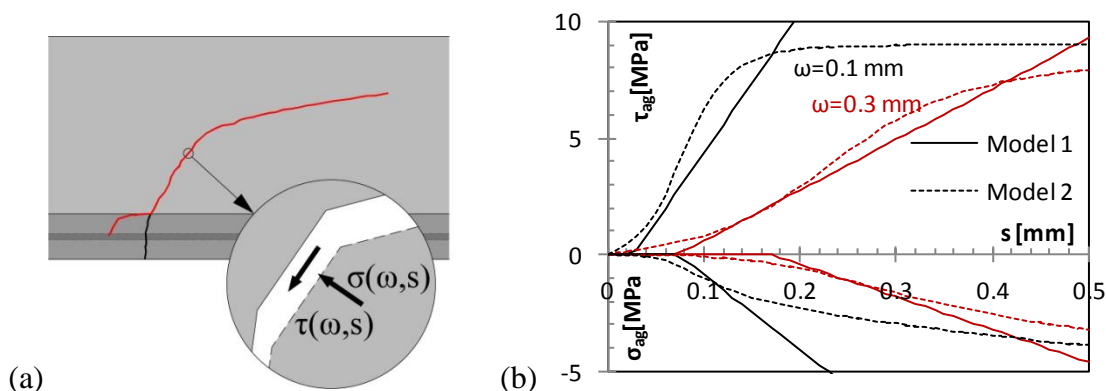
## **7.4 PRENOŠENJE TRANSVERZALNE SILE TRENJEM KROZ PRSLINU**

Merenje pomeranja na bočnoj stranici grede su izvršena fotogrametrijskom metodom, a položaj prsline je određen kao položaj diskontinuiteta merenog polja pomeranja. Prsline na posmatranoj površini su aproksimirane poligonalnom linjom, sa dužinom pojedinačnih segmenata u iznosu od 5 do 25 mm (Slika 7-18 (a)), u zavisnosti od lokalne promene pravca prsline, tj. od njene makrotekture. Za svaku od tačaka na prslini koje definišu segmente, određena su i pomeranja upravno i paralelno sa pravcem pružanja segmenta, pod pretpostavkom da se okolni neisprskali beton pomera kao kruto telo (Poglavlje 4.6.3).

Sa poznatim pomeranjem na svakom od segmenata, definisana je i lokalna promena širine i klizanja na prslini, na osnovu kojih je moguće sračunati rezultujuće napone preko nekog od poznatih izraza koji opisuju dilatancu prsline (Poglavlje 3.2.2). Integracijom napona po prslini i transformacijom rezultujuće sile u koordinatni sistem u kome se jedna osa poklapa sa podužnom osom grede, dobija se ukupna vrednost transverzalne sile koja se trenjem prenosi kroz prslinu. Od nekoliko poznatih modela dilatance prsline, proračun transverzalne sile je izvršen preko dva:

- Model 1 – pojednostavljeni dvofazni model (Walraven & Reinhardt 1981) koji se kao preporučeni nalazi i u modelu propisa (CEB-FIP Model Code 2010)
- Model 2 – model hrapave prsline (Gambarova & Karakoç 1983)

Ova dva modela su izabrana jer su rešenja data u analitičkom obliku. Prikaz rezultata po ova dva modela je dat na slici (Slika 7-18 (b)) za  $f_{cm}=39.8$  MPa i  $d_{agg,max}=16$  mm. Kao što se sa slike može zaključiti, rezultujući naponi su vrlo slični, a prednost izraza koji je predložio Gambarova je definisanje gornje granice napona, što odgovara eksperimentima. Vrlo slično predviđanje daje i opšti dvofazni model (Walraven 1980), koji nije korišćen zbog nepostojanja analitičkog izraza.



Slika 7-18: Naponi na pravolinijskom segmentu prsline (a) i prikaz računskih modela dilatance prsline (b)

Prikaz rezultata proračuna na kritičnim prslinama ispitanih gređa je dat u tabeli (Tabela 7-1). Vrednosti prikazanih sila su razdvojene na ukupnu transverzalnu silu na rebro i na flanši. Ovakva podela je usvojena zbog različite širine rebra i flanše gređe i što je bitnije, zbog velike razlike u učešću odgovarajućih vrednosti u ukupnoj računskoj transverzalnoj sili koja se kroz prslinu prenosi. Računske vrednosti transverzalne sile u flanši su sračunate na delu iznad horizontalnog spoja betona ugrađenih u različito vreme, jer je delaminaciona prslina u svim gređama počinjala na toj visini. Prethodno formiran vertikalni deo smičuće prsline kroz toping je nakon formiranja delaminacionog kraka ostajao neaktivan – širina prsline se smanjivala sa povećanjem deformacije. Rezultati za dve gređe sa prefabrikovanim elementom visine 350 mm su dati samo za rebro, jer se donji deo prsline pružao izvan fotogrametrijski posmatranog

područja. Na slici (Slika 7-18), deo prsline na kojoj je izvršena integracija napona je nacrtan crvenom linijom.

Tabela 7-1: Računske vrednosti transverzalne sile koje se kroz prslinu prenose trenjem

greda	model 1				model 2			
	rebro [kN]	flanša [kN]	ukupno [kN]	$V_{exp}/V_{ci}$ [%]	rebro [kN]	flanša [kN]	ukupno [kN]	$V_{exp}/V_{ci}$ [%]
350-185/80-1	16.0				17.7			
350-185/80-2	9.4	93.0	102.4	82	8.8	90.3	99.1	80
350D-185/80	16.2				17.7			
350-185/35	14.6	35.3	49.9	58	17.3	31.7	49.0	57
265-135/65-1	4.8	23.6	28.4	29	5.7	33.9	39.6	41
265-135/65-2	8.4	61.1	69.5	72	13.4	59.1	72.5	75
265-135/135	18.2	43.1	61.3	59	22.7	63.6	86.3	83

Sračunate vrednosti transverzalne sile predstavljaju procenjene vrednosti sile koja se prenosi kroz prslinu, jer su sračunate pod pretpostavkom da prslina ne menja pravac po širini preseka, što nije tačno ni u slučaju pravougaonih greda, a posebno u predmetnom ispitivanju (Poglavlje 5.4). Međutim, i pored usvojene aproksimacije, računске vrednosti na svim gredama su vrlo slične, a dva bitna zaključka se izdvajaju:

- Trenjem se kroz prslinu prenosi 60 ÷ 80% ukupne transverzalne sile neposredno pred lom
- Najveći deo trenja se prenosi na delu donje flanše prefabrikovanog elementa

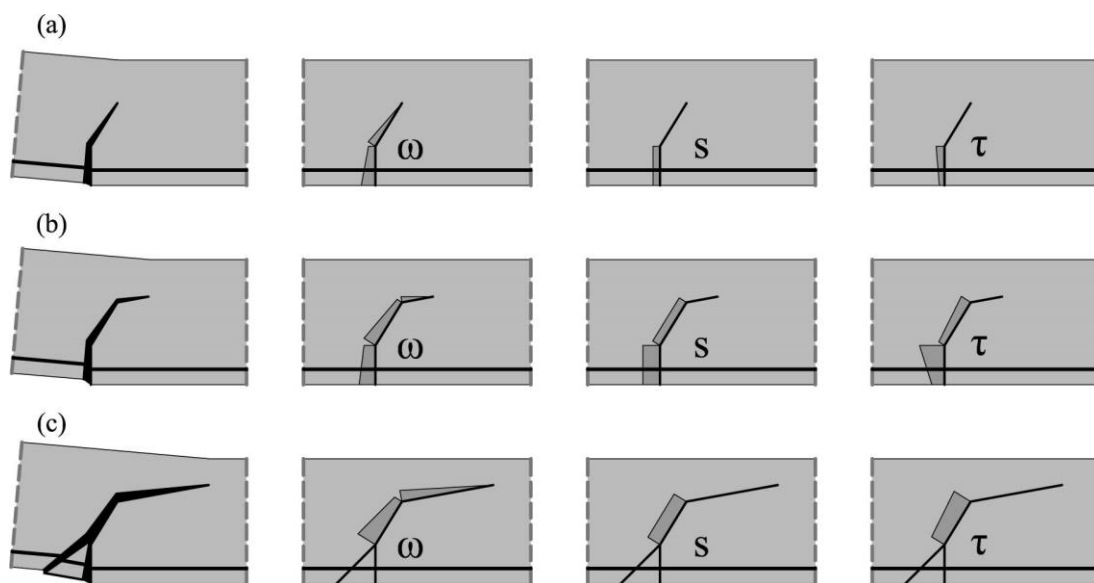
Sračunato učešće mehanizma trenja u ukupnoj transverzalnoj sili je u skladu sa merenjima drugih autora (Poglavlje 3.2.2), a vrednost sile koju je moguće preneti na određenoj prslini zavisi od njene geometrije – od nagiba primarnog dela prsline i dužine sekundarnog dela. Na primer, odstupanje računске transverzalne sile u rebro grede 350-185/80-2 u odnosu na sve ostale slične grede je posledica kratke dužine sekundarnog dela prsline, a samim tim i manje širine i klizanja na prslini. Ovo je ujedno i jedina greda za koju proračun nije dat za prslinu na kojoj je zabeležen lom. Slično, odstupanje vrednosti sile na rebro grede 265-135/135 je posledica vertikalnosti primarnog dela prsline. Lom na ovoj gredi je zabeležen nakon progresivne delaminacije topinga, tako da je položaj ove prsline bliži sredini grede u odnosu na ostale kritične prsline.

Međutim, pored ovakvog zabeleženog odgovora koji je logičan, pažnju je potrebno usmeriti i na vrednosti sile koja se prenosi kroz rebro i flanšu – najveći deo

transverzalne sile se prenosi kroz flanšu kompozitne grede. Ovakvo zapažanje je u suprotnosti sa zapažanjima drugih autora koji su ispitivali grede pravougaonog poprečnog preseka (Cavagnis et al. 2015; Huber et al. 2016), kao i mehaničkim modelima (Poglavlje 3.3.2) i u njemu po svemu sudeći leži jedan od razloga uočenog podcenjivanja smičuće nosivosti ovih specifičnih elemenata od strane propisa i odgovarajućih algoritama koji se zasnivaju na mehanizmu loma greda pravougaonog poprečnog preseka.

### 7.4.1 Razvoj i efekat delaminacione prsline

Pri razvoju kritične smičuće prsline moguće je uočiti tri faze, kroz koje se učešće pojedinih mehanizama pri prenošenju transverzalne sile menja. Prva faza je u toku formiranja primarnog dela prsline usled savijanja (Slika 7-19 (a)), koja nastaje kao vertikalna prslina, upravna na osu grede, da bi ubrzo nakon "presecanja" podužne zategnute armature prslina nastavila da se pruža kroz rebro pod određenim uglom. Ugao pod kojim se pruža primarna grana smičuće prsline zavisi od vrednosti transverzalne sile, tako da prsline formirane u preseku sa manjim odnosom  $M/V$  zaklapaju i manji ugao sa podužnom osom grede. S obzirom da je vrednost klizanja na prslini zanemarljiva, transverzalna sila se kroz gredu prenosi neisprskalim pritisnutim pojasom i moždaničkim dejstvom podužne zategnute armature.



Slika 7-19: Pomeranje i naponi trenja tokom razvoja kritične smičuće prsline: (a) tokom formiranja primarnog kraka smičuće prsline, (b) nakon formiranja sekundarnog kraka i (c) nakon formiranja delaminacionog kraka

Druga faza nastaje formiranjem sekundarnog kraka smičuće prsline (Slika 7-19 (b)), a u skladu sa principom pomeranja rotacijom oko njenog vrha, na primarnom kraku dolazi do klizanja. Pojavom klizanja, aktivira se i trenje na prslini, koje sada sa prethodno navedenim mehanizmima učestvuje u prenošenju transverzalne sile. Klizanje na primarnom delu prsline je približno konstantne vrednosti, dok širina prsline opada sa povećanjem rastojanja od podužne zategnute armature. U skladu sa principima zakonitosti dilatance prsline, naponi trenja se povećavaju sa smanjenjem širine, odnosno, sa povećanjem rastojanja od podužne zategnute armature. Međutim, s obzirom da je širina prsline mala, vrednost napona trenja je veća na delu prsline sa većim nagibom u odnosu na osu grede.

Treća faza u izmeni mehanizama kojima se transverzalna sila prenosi kroz isprskalu gredu počinje formiranjem delaminacione prsline (Slika 7-19 (c)). Naziv "delaminaciona" koji je korišćen kroz ovaj rad je veoma opšt i ne u potpunosti adekvatan, jer do nastanka ovog kraka može doći spajanjem sa naknadno formiranom prslinom koja se pruža pod manjim uglom ili formiranjem kose prsline koja polazi sa određene visine na prethodno formiranoj kritičnoj prslini. Uzrok drugog slučaja su naponi trenja koji deluju na donjem kraju primarnog kraka, jer se primarni krak ne pruža pod istim uglom celokupnom dužinom, nego postepeno menja pravac pružanja. Čak i mala razlika u nagibu početnog dela primarne prsline, za posledicu ima značajnu promenu odnosa širine i klizanja, a samim tim i odgovarajućih napona trenja. Udela u nastanku delaminacione prsline ima i moždaničko dejstvo armature. Međutim, bez obzira na način nastanka delaminacionog kraka, posledica je ista. Delaminacijom, deo neisprskalog betona ograničen primarnim krakom kritične smičuće prsline i delaminacionim krakom gubi direktnu vezu sa pritisnutim pojasom grede, a samim tim i ulogu u prenošenju transverzalne sile. Nakon njegovog formiranja, prenošenje kroz prslinu trenjem je ograničeno na gornji deo primarnog kraka. Gubitkom ravnoteže sila u preseku, kompenzacija je moguća povećanjem klizanja, odnosno, produženjem sekundarnog kraka prsline kroz pritisnutu zonu betona.

Nastankom delaminacionog kraka, prethodno formirana smičuća prslina se praktično ispravlja, odnosno, trasa prsline na kojoj se beleži lom se pruža po delaminacionom kraku. Svi mehanički (Poglavlje 3.3.2) i teoretski (Poglavlje 3.3.3) predlozi rešenja koja

opisuju nosivost grede bez uzengija, uslove ravnoteže postavljaju na konturi loma, tj. pod uglom pod kojim se pruža "ispravljena" smičuća prslina. Takođe, oni koji se zasnivaju na mehanizmu trenja na prslini kao primarnom mehanizmu prenošenja transverzalne sile kroz isprskalu gredu, direktno ili indirektno usvajaju postojanje napona trenja na gornjem delu prsline, uvodeći kontrolu širine prsline na srednjoj dužini kraka unutrašnjih sila (Vecchio & Collins 1986; Bentz et al. 2006) ili na rastojanju od  $0.6d$  od krajnjeg pritisnutog vlakna (Muttoni & Ruiz 2008). Još jedna od posledica formiranja delaminacione prsline je i promena brzine širenja smičuće prsline koja se beleži u svim, pa i u predmetnom eksperimentalnom ispitivanju. Uzrok ovakvog odgovora je pored povećanja dilatacija u zategnutoj armaturi i povećanje dužine na kojoj zategnuta armatura svojim izduženjem određuje širinu prsline.

Razvoj smičućih prsline u predmetnom istraživanju je slično prethodno napisanom, ali sa značajnom razlikom u pogledu formiranja delaminacionog kraka i njegovog uticaja u preraspodeli napona trenja po visini prsline. Za razliku od greda pravougaonog poprečnog preseka, početak istog se nalazio na horizontalnom spoju betona ugrađenih u različito vreme, a zakošenje primarnog dela smičuće prsline nije otpočinjalo na visini podužne armature, nego na prelazu sa rebra na flanšu prefabrikovanog elementa. Ovih nekoliko centimetara je imalo veliko relativno klizanje (izmerena vrednost klizanja je bila jednaka izmerenoj širini prsline), što je zajedno sa velikom širinom flanše u odnosu na širinu rebra dovelo do bitno drugačije preraspodele napona trenja po visini prsline. Za razliku od uobičajene slike prsline grede pravougaonog poprečnog preseka, kontura loma ispitanih greda se u potpunosti poklapala sa konturom jedinstvene smičuće prsline na prefabrikovanom elementu.

Efekat vertikalnosti prsline na flanši prefabrikovanog elementa, zajedno sa položajem delaminacionog kraka prsline je najjasnije prikazan u tabeli (Tabela 7-1). Delaminacioni krak prsline u skladu sa slikom (Slika 7-19) je zabeležen na gredama grupe 350-135/135 i na gredi 265-135/65-3, u kojima je lom zabeležen po smičućoj prslini bliskoj mestu unošenja opterećenja. Prikazi prsline su dati u Prilogu.



## 7.5 ZAKLJUČAK

U ovom poglavlju su prikazani rezultati merenja pomeranja na bočnoj stranici kompozitnih greda formiranih od ošupljenih ploča i konstruktivnog topinga. Merenje je izvršeno korelacijom digitalne fotografije, čime je omogućeno praćenje formiranja prslina i pomeranja neisprskalih delova grede između istih u toku nanošenja opterećenja. Sa poznatim pomeranjima na konturi prsline, procenjena je vrednost transverzalne sile koja se kroz prslinu prenosi trenjem. Najbitniji zaključci analize su:

- Trenjem se kroz prslinu prenosi 60 ÷ 80% ukupne transverzalne sile neposredno pred lom;
- Na vertikalnom delu prsline u donjoj flanši prefabrikovanog elementa se prenosi najveći deo transverzalne sile koji se prenosi trenjem kroz prslinu;
- Oblik poprečnog preseka kompozitne grede i smičuće prsline na kojoj je zabeležen lom su osnovni uzroci odstupanja izmerene granične nosivosti pri smicanju u odnosu na predikciju propisa.

Uporedo sa istraživanjem granične nosivosti oslonačke veze posredno oslonjenih kontinuiranih ošupljenih ploča, istraživanje je bilo usmereno i na određivanje mehanizma prenošenja transverzalne sile kroz prslinu. Lom svih ispitanih greda je bio smičući, a u toku ispitivanja su izmerena komponentalna pomeranja na prslinama i sračunata je vrednost transverzalne sile koja se kroz prslinu prenosi trenjem. Sastavni deo smičuće prsline na kojoj je zabeležen lom je bio i njen kosi krak u okolini podužne zategnute armature. Njegovim formiranjem, izmereno je ubrzano širenje prsline sa naknadnim nanošenjem opterećenja, što je i označeno za osnovni uzrok loma. Kosi krak smičuće prsline je formiran na spoju betona ugrađenih u različito vreme, a zabeležena kontura loma grede se na prefabrikovanom delu poklapala sa jedinstvenom smičućom prslinom. Analizom izmerenih pomeranja na obrazima prslina je zaključeno da se najveći deo transverzalne sile, koji se trenjem prenosi kroz prslinu, prenosi na delu vertikalne prsline u flanši prefabrikovanog dela grede.

Pored prethodno nabrojanih zaključaka, trebalo bi dodati i sledeće:

- Istraživanje uloge trenja na prslini u prenošenju transverzalne sile kroz isprskalu gredu bez smičuće armature bi trebalo da se zasniva na procesu formiranja prslina u gredi;
- Korelacija digitalne fotografije je alat koji pruža uvid u proces formiranja prslina i pomeranja na obrazima istih;
- Pomeranje na obrazima smičućih prslina se dovoljno tačno može opisati po principu rotacije neisprskalih delova betona između prslina, oko vrha prslina;
- Mogućnost prenošenja napona smicanja na prslini zavisi od oblika prslina i nagiba primarnog dela prslina usled savijanja. Nagib primarnog dela prslina opada sa smanjenjem odnosa momenta savijanja i transverzalne sile u preseku u kome se prslina formira;
- Neophodan uslov da bi na smičućoj prslini bio zabeležen lom je formiranje delaminacionog kraka prslina u okolini zategnute armature. Sa njegovim formiranjem, brzina širenja prslina sa nanošenjem opterećenja se povećava.
- Delaminaciona prslina nastaje pod simultanim dejstvom moždaničkog efekta armature i trenja na inicijalno vertikalnom delu prslina;

## 8 ZAKLJUČAK

Industrija prefabrikovanih betonskih elemenata je grana građevinske industrije koja je u stalnom porastu, u najvećoj meri zbog niskih troškova automatizovane proizvodnje i brzine građenja. Takođe, uporedo sa visokim standardima kvaliteta proizvoda, ova grana građevinske industrije je i grana sa najvećim brojem inovacija u pogledu upotrebljenih novih materijala i iskorišćenja nosivosti konstruktivnih elemenata. Jedan od takvih primera je i konstruktivni sistem kontinuiranih ošupljenih montažnih ploča, za koji je predlog proračuna objavljen u specijalnoj *fib*-ovoj publikaciji (FIB Commission 6 Prefabrication 2000). Publikacija sadrži postupak proračuna statičkih uticaja i granične nosivosti poprečnih preseka i pretpostavljenih mehanizama loma koji nisu eksperimentalno potvrđeni. Eksperimentalna istraživanja sprovedena u ovom radu pružaju uvid u naprezanje kompozitnog kontinualnog sistema na delu uz središnje oslonce, napregnutog negativnim momentima savijanja. Poređenjem zabeleženog odgovora sa projektnim kriterijumima datim u (FIB Commission 6 Prefabrication 2000), izdvajaju se dva glavna zaključka:

- U slučaju posredno oslonjenih ošupljenih ploča, specifične projektne kriterijume je potrebno uskladiti sa eksperimentalno zabeleženim odgovorom, što umanjuje konzervativnost proračuna. Postojeći projektni kriterijum nosivosti na smicanje in-situ betona bi trebalo zameniti kontrolom nosivosti na vertikalnoj prslini koja se formira na spoju prefabrikovanog elementa i oslonačke konstrukcije. Dokaz računске nosivosti mehanizma trenja bi trebalo sprovesti za koeficijent trenja koji odgovara glatkoj površini bočne stranice prefabrikovane ploče. U drugom specifičnom projektnom kriterijumu, usvojeno naponsko stanje na ivici rebra

ploče pri kontroli glavnih napona zatezanja je sračunato pod pretpostavkom homogene grede i nije moguće nakon pojave prslina usled savijanja.

- U slučaju ošupljenih ploča kontinuiranih armaturom ugrađenom u topingu, postupak proračuna nije na strani sigurnosti i neophodno ga je izmeniti. Postojeći kriterijum kontrole horizontalnih napona smicanja na spoju betona ugrađenih u različito vreme, gde se in-situ beton ugrađuje u šupljine prefabrikovane ploče i kao konstruktivni toping, trebalo bi zameniti kontrolom napona smicanja u horizontalnoj ravni koja se poklapa sa gornjom ivicom ošupljene ploče.

Uporedo sa istraživanjem granične nosivosti oslonačke veze kontinuiranih ošupljenih ploča, istraživanje je bilo usmereno i na određivanje mehanizma prenošenja transverzalne sile kroz prslinu na kojoj je zabeležen lom. Lom svih ispitanih greda je bio smičući, a u toku ispitivanja su izmerena komponentalna pomeranja na prslinama i sračunata je vrednost transverzalne sile koja se kroz prslinu prenosi trenjem. Najbitniji zaključci analize su:

- Trenjem se kroz prslinu prenosi 60 ÷ 80% ukupne transverzalne sile neposredno pred lom;
- Na vertikalnom delu prsline u donjoj flanši prefabrikovanog elementa se prenosi najveći deo transverzalne sile koji se prenosi trenjem kroz prslinu;
- Oblik poprečnog preseka kompozitne grede i smičuće prsline na kojoj je zabeležen lom su osnovni uzroci odstupanja izmerene granične nosivosti pri smicanju u odnosu na predikciju propisa.

### ***Smernice za buduća istraživanja***

Predmetno istraživanje pruža uvid u uticaj većine razmatranih parametara, a sveobuhvatnija slika je onemogućena usled neadekvatnih karakteristika veze betona ugrađenih u različito vreme. Sa druge strane, istaknut je značaj karakteristika veze na odgovor i graničnu nosivost kompozitnog kontinualnog sistema. Buduća istraživanja bi

trebalo usmeriti na prikupljanje podataka koji bi razjasnili uticaj parametara za koje nije ponuđen odgovor u predmetnom istraživanju:

- Uticaj sile prethodnog naprezanja na nosivost pri smicanju kompozitne grede;
- Uticaj in-situ betona unutar šupljine prefabrikovanog elementa na nosivost pri smicanju kompozitne grede;
- Uticaj razlike u karakteristikama prefabrikovanog i naknadno ugrađenog betona.

Potrebno je sprovesti dodatna eksperimentalna, a nakon njih i analitička istraživanja. Takođe, istraživanjem prikazanim u disertaciji je ponuđen odgovor na određena pitanja postavljena pre istraživanja, ali su postavljena i nova, na koja je neophodno dati odgovor kako bi se stekao potpuni uvid u prednosti i ograničenja razmatranog kompozitnog sistema. To se prvenstveno odnosi na sledeće:

- Uticaj sekundarnog betona koji prodire kroz horizontalnu ravan spoja betona ugrađenih u različito vreme na čvrstoću pri horizontalnom smicanju;
- Naprezanja na spoju betona ugrađenih u različito vreme i čvrstoću spoja pri simultanom dejstvu zatezanja i smicanja.

## LITERATURA

- AASHTO LRFD, 2004. *Bridge Design Specifications and Commentary*, 3rd Edition, American Association of State Highway Transportation Officials, Washington, D.C.
- ACI Committee 318, 2005. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (318R-05)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich.
- ACI Committee 446, 1989. *Fracture Mechanics of Concrete: Concepts, Models and Determination of Material Properties*, ACI 446.1R-91.
- ACI-ASCE Committee 445, 1998. Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 124(12), pp.1375–1417.
- Adawi, A., Youssef, M.A. & Meshaly, M.E., 2015. Experimental investigation of the composite action between hollowcore slabs with machine-cast finish and concrete topping. *Engineering Structures*, 91, pp.1–15.
- ASCE-ACI Committee 426, 1973. The shear strength of reinforced concrete members. *ASCE Journal of the Structural Division*, 99(6), pp.1091–1187.
- ASTM E965, 2006. *Standard test method for measuring pavement macrostructure depth using a volumetric technique*, United States: ASTM International.
- Baumann, T. & Rüschi, H., 1970. *Versuche zum Studien der Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkens*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Heft 210).
- Bazant, Z.P. & Gambarova, P., 1980. Rough cracks in reinforced concrete. *ASCE Journal of the Structural Division*, 106(4), pp.819–842.
- Bazant, Z.P. & Kim, J.-K., 1984. Size effect in shear failure of longitudinally reinforced

- beams. *ACI Structural Journal*, 81(5), pp.456–468.
- Bažant, Z.P. & Yu, Q., 2005. Designing against size effect on shear strength of reinforced concrete beams without stirrups: I. Formulation. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 131(12), pp.1877–1885.
- Bentz, E.C., 2000. *Sectional analysis of reinforced concrete members*, PhD thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Canada.
- Bentz, E.C., Vecchio, F.J. & Collins, M.P., 2006. Simplified modified compression field theory for calculating shear strength of reinforced concrete elements. *ACI Structural Journal*, 103(4), pp.614–624.
- Bertagnoli, G. & Mancini, G., 2009. Failure analysis of hollow-core slabs tested in shear. *Structural concrete*, 10(3), pp.139–152.
- Birkeland, P.W. & Birkeland, H.W., 1966. Connections in precast concrete construction. *ACI journal, Proceedings*, 63(3), pp.345–367.
- Bissonnette, B. et al., 2011. *Bonded Cement-Based Material Overlays for the Repair, the Lining Or the Strengthening of Slabs Or Pavements: State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 193-RLS*, Springer Science & Business Media.
- Bosco, C. & Debernardi, P.G., 1990. Indagine sulla continuità strutturale di solai alveolari prodotti col metodo Slipform. *L'EDILIZIA*, 11, pp.745–752.
- Bresler, B. & Pister, K.S., 1958. Strength of concrete under combined stresses. *ACI journal, Proceedings*, 55(9), pp.321–345.
- Broo, H., Lundgren, K. & Engström, B., 2007. Shear and torsion in prestressed hollow core units: finite element analyses of full-scale tests. *Structural Concrete*, 8(2), pp.87–100.
- Brunesi, E., Bolognini, D. & Nascimbene, R., 2015. Evaluation of the shear capacity of precast-prestressed hollow core slabs: numerical and experimental comparisons. *Materials and Structures*, 48(5), pp.1503–1521.
- Buettner, D.R. & Becker, R.J., 1985. *PCI manual for the design of hollow core slabs*, Prestressed Concrete Institute.
- Cahiers du CSTB, 1996. *Planchers confectionnés à partir de dalles alvéolées en béton précontraint*, CPT “PLANCHERS” TITRE III (1ère partie), livraison 370, cahier 2892.
- Campana, S. et al., 2013. Analysis of shear-transfer actions on one-way RC members

- based on measured cracking pattern and failure kinematics. *Magazine of concrete research*, 65(6), pp.386–404.
- Carmona, J.R., Ruiz, G. & del Viso, J.R., 2007. Mixed-mode crack propagation through reinforced concrete. *Engineering Fracture Mechanics*, 74(17), pp.2788–2809.
- Cavagnis, F., Ruiz, M.F. & Muttoni, A., 2015. Shear failures in reinforced concrete members without transverse reinforcement: An analysis of the critical shear crack development on the basis of test results. *Engineering Structures*, 103, pp.157–173.
- CEB-FIP Model Code, 1990. *Design of Concrete Structures*, Thomas Telford, London.
- CEB-FIP Model Code, 2010. *Model Code 2010 – final draft*, vol. 1, Bulletin 65, and vol. 2, Bulletin 66, Lausanne, Switzerland, 2012.
- Chana, P.S., 1987. Investigation of the mechanism of shear failure of reinforced concrete beams. *Magazine of Concrete Research*, 39(141), pp.196–204.
- Collins, M.P. et al., 1996. A general shear design method. *ACI Structural Journal*, 93(1), pp.36–45.
- Collins, M.P., Bentz, E.C. & Sherwood, E.G., 2008. Where is shear reinforcement required? Review of research results and design procedures. *ACI Structural Journal*, 105(5), pp.590–600.
- CSA Committee A23.3, 2004. *Design of Concrete Structures (CSA A23.3-04)*, Canadian Standards Association, Mississauga.
- Delatte, N.J., Williamson, M.S. & Fowler, D.W., 2000. Bond strength development with maturity of high-early-strength bonded concrete overlays. *ACI Materials Journal*, 97(2), pp.201–207.
- Destrebecq, J.-F., Toussaint, E. & Ferrier, E., 2011. Analysis of cracks and deformations in a full scale reinforced concrete beam using a digital image correlation technique. *Experimental Mechanics*, 51(6), pp.879–890.
- Djazmati, B. & Pincheira, J.A., 2004. Shear stiffness and strength of horizontal construction joints. *ACI Structural Journal*, 101(4), pp.484–493.
- Elliott, K.S., Peaston, C.H. & Paine, K.A., 2002. Experimental and theoretical investigation of the shear resistance of steel fibre reinforced prestressed concrete X-beams-Part I: Experimental work. *Materials and Structures*, 35(9), pp.519–527.
- ENV 1992-1-1, 1991. *Design of concrete structures, Part 1: General rules and rules for buildings*, CEN, Brussels, Belgium.



- European Concrete Platform ASBL, 2008. *Commentary Eurocode 2*,
- Farrow, K.T. & Fleischman, R.B., 2003. Effect of dimension and detail on the capacity of precast concrete parking structure diaphragms. *PCI journal*, 48(5), pp.46–61.
- Fellinger, J.H.H., 2004. *Shear and anchorage behaviour of fire exposed hollow core slabs*, PhD dissertation, TU Delft, Delft University of Technology.
- Fenwick, R., Deam, B. & Bull, D., 2004. Failure Modes for Hollow-core Flooring Units. *SESOC Journal*, 17(1), pp.52–70.
- Fenwick, R.C. & Pauley, T., 1968. Mechanism of shear resistance of concrete beams. *ASCE Journal of the Structural Division*, 94(10), pp.2325–2350.
- FIB Commission 6 Prefabrication, 2000. *Special design considerations for precast prestressed hollow core floors*, CEB - FIP Guide to Good Practice, fib Bulletin No.6, Lausanne, Switzerland.
- FIP Commission on Prefabrication, 1988. *Precast prestressed hollow core slabs*, FIP Recommendations, Thomas Telford, London.
- FIP Technical Report, 1982. *Design principles for hollow-core slabs regarding shear and transverse load bearing capacity, splitting and quality control*, FIP.
- Fleischman, R.B., Naito, C.J. & Restrepo, J., 2008. Development of a seismic design methodology for precast concrete floor diaphragms. In *Tailor Made Concrete Structures: New Solutions for our Society*. pp. 133–139.
- Gambarova, P.G. & Karakoç, C., 1983. A new approach to the analysis of the confinement role in regularly cracked concrete elements. In *Transactions of the 7. international conference on structural mechanics in reactor technology. Vol. H*. pp. 251–261.
- Gastbled, O.J. & May, I.M., 2001. Fracture mechanics model applied to shear failure of reinforced concrete beams without stirrups. *ACI Structural Journal*, 98(2), pp.184–190.
- Gencturk, B. et al., 2014. Use of digital image correlation technique in full-scale testing of prestressed concrete structures. *Measurement*, 47, pp.505–515.
- Ghorbani, R., Matta, F. & Sutton, M.A., 2015. Full-field deformation measurement and crack mapping on confined masonry walls using digital image correlation. *Experimental Mechanics*, 55(1), pp.227–243.
- Ghosh, S.K. & Cleland, N.M., 2002. Untopped Precast Concrete Diaphragms in High-

- Seismic Applications. *PCI journal*, 47(6), pp.94–99.
- Girhammar, U.A. & Pajari, M., 2008. Tests and analysis on shear strength of composite slabs of hollow core units and concrete topping. *Construction and Building Materials*, 22(8), pp.1708–1722.
- Gohnert, M., 2003. Horizontal shear transfer across a roughened surface. *Cement and Concrete Composites*, 25(3), pp.379–385.
- Grzybowski, M. & Westerberg, B., 1991. *Prestressed Concrete Hollow Core Slabs Subjected to Negative Moment*, Royal Institute of Technology, Publication TRITA-BRO-9107, Stockholm, Sweden.
- Gustafsson, P.J. & Hillerborg, A., 1988. Sensitivity in shear strength of longitudinally reinforced concrete beams to fracture energy of concrete. *ACI Structural Journal*, 85(3), pp.286–294.
- Hawkins, N.M. & Ghosh, S.K., 2006. Shear strength of hollow-core slabs. *PCI journal*, 51(1), pp.110–114.
- Hegger, J., Roggendorf, T. & Kerkeni, N., 2009. Shear capacity of prestressed hollow core slabs in slim floor constructions. *Engineering Structures*, 31(2), pp.551–559.
- Hegger, J., Roggendorf, T. & Teworte, F., 2010. FE analyses of shear-loaded hollow-core slabs on different supports. *Magazine of concrete research*, 62(8), pp.531–541.
- Hegger, J., Sherif, A. & Gortz, S., 2004. Investigation of pre-and postcracking shear behavior of prestressed concrete beams using innovative measuring techniques. *ACI Structural Journal*, 101(2), pp.183–192.
- Herlihy, M.D., 1999. *Precast concrete floor support and diaphragm action*, PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Hillerborg, A., Modéer, M. & Petersson, P.E., 1976. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and concrete research*, 6(6), pp.773–781.
- Huber, P., Huber, T. & Kollegger, J., 2016. Investigation of the shear behavior of RC beams on the basis of measured crack kinematics. *Engineering Structures*, 113, pp.41–58.
- Iverson, J.K. & Hawkins, N.M., 1994. Performance of precast/prestressed building

- structures during Northridge earthquake. *PCI journal*, 39(2), pp.38–55.
- Jensen, J.P., 2007. *The seismic behaviour of existing hollowcore seating connections pre and post retrofit*, Master Thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- JSCE Concrete Committee, 1986. *Standard specification for design and construction of concrete structures-1986, Part 1 (Design)*, JSCE.
- Júlio, E.N.B.S., Branco, F.A.B. & Silva, V.D., 2004. Concrete-to-concrete bond strength. Influence of the roughness of the substrate surface. *Construction and Building Materials*, 18(9), pp.675–681.
- Kani, G., 1979. *Kani on shear in reinforced concrete*, Department of Civil Engineering, University of Toronto.
- Keller, C., 2004. Shear bearing capacity after inclined cracking. *LACER*, 9(8).
- Keller, C., Tue, N.V. & Zink, M., 2002. Influence of Prestressing Forces on the Shear Capacity--Part 1: Beams without Shear Reinforcement. *LACER*, 7, pp.287–296.
- Khuntia, M. & Stojadinovic, B., 2001. Shear strength of reinforced concrete beams without transverse reinforcement. *ACI Structural Journal*, 98(5), pp.648–656.
- Kim, W. & Jeong, J., 2011. Decoupling of Arch Action in Shear-Critical Reinforced Concrete Beams. *ACI Structural Journal*, 108(4), pp.395–404.
- Kovach, J.D. & Naito, C., 2008. *Horizontal shear capacity of composite concrete beams without interface ties*, ATLSS report 08-05, ATLSS Center, Lehigh University, Bethlehem, Pa.
- Küntz, M. et al., 2006. Digital image correlation analysis of crack behavior in a reinforced concrete beam during a load test. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 33(11), pp.1418–1425.
- Leskalä, M., 2001. Connections in Shallow Floor Composite Structures. In *Rilem International Symposium on Connections between Steel and Concrete*. pp. 1392–1401.
- Levi, F. & Debernardi, P.G., 1986. Prove di continuità longitudinale di solai di tipo alveolare privi di cappa di completamento. *La Prefabbricazione*, 4, pp.221–236.
- Li, N., Maekawa, K. & Okamura, H., 1989. Contact density model for stress transfer across cracks in concrete. *Journal of the Faculty of Engineering, the University of Tokyo*, XL(1), pp.9–52.

- Liew, H.Y., 2004. *Performance of Hollow-core Floor Seating Details*, ME thesis, Department of Civil Engineering, University of Canterbury.
- Lindsay, R., Mander, J.B. & Bull, D.K., 2004. Experiments on the seismic performance of hollow-core floor systems in precast concrete buildings. In *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver*.
- Loov, R.E. & Patnaik, A.K., 1994. Horizontal shear strength of composite concrete beams with a rough interface. *PCI Journal*, 39(1), pp.48–69.
- Luković, M. et al., 2014. Tailoring strain-hardening cementitious composite repair systems through numerical experimentation. *Cement and Concrete Composites*, 53, pp.200–213.
- MacPherson, C.J., Mander, J.B. & Bull, D.K., 2005. Reinforced Concrete Seating Details of Hollowcore Floor Systems. In *2005 New Zealand Society of Earthquake Engineering Conference, Paper 24*.
- Martin, L.D., 1977. A rational method for estimating camber and deflection of precast prestressed members. *PCI journal*, 22(1), pp.100–108.
- Massone, L.M. & Wallace, J.W., 2004. Load-deformation responses of slender reinforced concrete walls. *ACI structural journal*, 101(1), pp.103–113.
- Matthews, J., 2004. *Hollow-core Floor Slab Performance Following a Severe Earthquake*, PhD thesis, Civil Engineering, University of Canterbury.
- Mattock, A.H., Johal, L. & Chow, H.C., 1975. Shear transfer in reinforced concrete with moment or tension acting across the shear plane. *PCI journal*, 20(4), pp.76–93.
- Mejia-McMaster, J.C. & Park, R., 1994. *Precast concrete hollow-core floor unit support and continuity*, Research Report 94/4. Department of Civil Engineering, University of Canterbury.
- Members of the PCFOG, 2009. *Seismic Performance of Hollow Core Floor Systems - Guidelines for Design Assessment and Retrofit*, Department of Building and Housing, New Zeland.
- Mitchell, D. & Collins, M.P., 1974. Diagonal compression field theory-a rational model for structural concrete in pure torsion. *ACI journal, Proceedings*, 71(8), pp.396–408.
- Mohamad, M.E. et al., 2015. Friction and cohesion coefficients of composite concrete-to-concrete bond. *Cement and Concrete Composites*, 56, pp.1–14.

- Mohamed, N. et al., 2013. Flexure and Shear Deformation of GFRP-Reinforced Shear Walls. *Journal of Composites for Construction*, 18(2), p.4013044.
- Mones, R.M. & Breña, S.F., 2013. Hollow-core slabs with cast-in-place concrete toppings: A study of interfacial shear strength. *PCI journal*, 58(3), pp.124–141.
- Moody, K.G. et al., 1954. Shear strength of reinforced concrete beams Part 1-Tests of simple beams. *ACI journal, Proceedings*, 51(12), pp.317–332.
- Muttoni, A., 2003. Shear and punching strength of slabs without shear reinforcement. *Beton-und Stahlbetonbau*, 98(2), pp.74–84.
- Muttoni, A. & Ruiz, M.F., 2008. Shear strength of members without transverse reinforcement as function of critical shear crack width. *ACI Structural Journal*, 105(2), p.163.
- Muttoni, A. & Schwartz, J., 1991. Behavior of beams and punching in slabs without shear reinforcement. *Proceedings of the IABSE colloquium*, 62, pp.703–708.
- Nakaki, S.D., 2000. *Design guidelines for precast and cast-in-place concrete diaphragms*, Technical Report, Earthquake Engineering Research Institute.
- NCHRP Report 549, 2005. *Simplified Shear Design of Structural Concrete Members*, Web-Only Document 78.
- Nghiep, V.H., 2011. *Shear design of straight and haunched concrete beams without stirrups*, PhD thesis, Technischen Universität Hamburg, Hamburg.
- Niwa, J. et al., 1987. Reevaluation of the equation for shear strength of reinforced concrete beams without web reinforcement. *Concrete Library of JSCE*, 9, pp.65–84.
- NZS 3101, 2006. *Concrete Structures Standard*, NZS3101, Parts 1 & 2, Standards New Zealand, Wellington, New Zealand.
- Pajari, M., 2005. *Resistance of prestressed hollow core slabs against web shear failure*, Technical Research Centre of Finland.
- Pajari, M., 1998. Shear resistance of PHC slabs supported on beams. II: Analysis. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 124(9), pp.1062–1073.
- Pajari, M., 2009. Web shear failure in prestressed hollow core slabs. *Rakenteiden Mekaniikka (Journal of Structural Mechanics)*, 42(4), pp.207–217.
- Pajari, M. & Koukkari, H., 1998. Shear resistance of PHC slabs supported on beams. I: Tests. *ASCE Journal of structural engineering*, 124(9), pp.1050–1061.

- Palmer, K.D. & Schultz, A.E., 2010. Factors affecting web-shear capacity of deep hollow-core units. *PCI journal*, 55(2), pp.123–146.
- Pan, B. et al., 2009. Two-dimensional digital image correlation for in-plane displacement and strain measurement: a review. *Measurement science and technology*, 20(6), p.62001.
- Park, H.-G., Choi, K.-K. & Wight, J.K., 2006. Strain-based shear strength model for slender beams without web reinforcement. *ACI Structural Journal*, 103(6), p.783.
- Park, R., 2002. Seismic design and construction of precast concrete buildings in New Zealand. *PCI journal*, 47(5), pp.60–75.
- Park, R. & Paulay, T., 1975. *Reinforced concrete structures*, John Wiley & Sons.
- Patnaik, A.K., 1999. Longitudinal Shear Strength of Composite Concrete Beams with a Rough Interface and No Ties. *Australian Journal of Structural Engineering*, 1(3), pp.157–166.
- Pisanty, A., 1992. The shear strength of extruded hollow-core slabs. *Materials and Structures*, 25(4), pp.224–230.
- prEN 10080, 1999. *Steel for the Reinforcement of Concrete—Weldable Ribbed Reinforcing Steel B500—Technical Delivery Conditions for Bars, Coils and Welded Fabric*, CEN, Brussels, Belgium.
- prEN 1168, 2005. *Precast concrete products – Hollow core slabs*, CEN, Brussels, Belgium.
- prEN 13036-1, 2010. *Road and airfield surface characteristics – Test methods – Part 1: Measurement of pavement surface macrotexture depth using a volumetric patch technique*, CEN, Brussels, Belgium.
- prEN 1504-3, 2001. *Products and Systems for the Protection and Repair of Concrete Structures – Definitions, Requirements, Quality Control and Evaluation of Conformity – Part 3: Structural and Non-Structural Repair*, CEN, Brussels, Belgium.
- prEN 1992-1-1, 2004. *Eurocode 2, Design of Concrete Structures, Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings*, European Committee for Standardization, CEN, Brussels, Belgium.
- Regan, P., 2000. Aspects of diagonal tension in reinforced concrete. *Structural Concrete*, 1(3), pp.119–132.

- Reineck, K.-H., 1991a. Model for structural concrete members without transverse reinforcement. *IABSE Colloquium on Structural Concrete, Stuttgart*, 62, pp.643–648.
- Reineck, K.-H., 1991b. Ultimate shear force of structural concrete members Without Transverse Reinforcement Derived From a Mechanical Model. *Structural Journal*, 88(5), pp.592–602.
- Reinhardt, H.W., Cornelissen, H.A.W. & Hordijk, D.A., 1986. Tensile tests and failure analysis of concrete. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 112(11), pp.2462–2477.
- Rodrigues, R.V., Muttoni, A. & Ruiz, M.F., 2010. Influence of shear on rotation capacity of reinforced concrete members without shear reinforcement. *ACI Structural Journal*, 107(5), p.516.
- Rosenthal, I., 1978. Full Scale Test of Continuous Prestressed Hollow Core Slab. *PCI journal*, 23(3), pp.74–81.
- Rupf, M., Ruiz, M.F. & Muttoni, A., 2013. Post-tensioned girders with low amounts of shear reinforcement: Shear strength and influence of flanges. *Engineering structures*, 56, pp.357–371.
- Santos, P.M.D. & Júlio, E.N.B.S., 2013. A state-of-the-art review on roughness quantification methods for concrete surfaces. *Construction and Building Materials*, 38, pp.912–923.
- Sato, R., 1998. Recent Technology of Concrete Pavement in Japan. In *Proceedings of Shigeyoshi Nagataki Symposium on Vision of Concrete: 21st Century in Fourth CANMET/ACI/JCI International Conference on Recent Advances in Concrete Technology, Tokushima*. pp. 71–85.
- Scott, N.L., 1973. Performance of precast prestressed hollow core slab with composite concrete topping. *PCI Journal*, 18(2), pp.64–77.
- Sherwood, E.G., 2007. *One-way shear behaviour of large, lightly-reinforced concrete beams and slabs*, PhD thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, ON, Canada.
- SIA 262, 2003. *Betonbau*, Schweizerischer Ingenieur-und Architektenverein (Hrsg.), Zürich.
- Silfwerbrand, J., 2003. Shear bond strength in repaired concrete structures. *Materials*

- and Structures*, 36(6), pp.419–424.
- Suh, Y.C. et al., 1988. *A Summary of Studies of Bonded Concrete Overlays*, Research Report 457-5F, Center for Transportation Research, The University of Texas at Austin.
- Sutton, M.A., Orteu, J.J. & Schreier, H., 2009. *Image correlation for shape, motion and deformation measurements: basic concepts, theory and applications*, Springer Science & Business Media.
- Tan, K.-H., Zheng, L.-X. & Paramasivam, P., 1996. Designing hollow-core slabs for continuity. *PCI journal*, 41(1), pp.82–91.
- Taylor, H.P.J., 1974. The fundamental behavior of reinforced concrete beams in bending and shear. *ACI Special Publication*, 42, pp.43–78.
- Tran, Q.T., Toumi, A. & Granju, J.-L., 2006. Experimental and numerical investigation of the debonding interface between an old concrete and an overlay. *Materials and Structures*, 39(3), pp.379–389.
- Tureyen, A.K. & Frosch, R.J., 2003. Concrete shear strength: another perspective. *ACI Structural Journal*, 100(5), pp.609–615.
- Tureyen, A.K., Wolf, T.S. & Frosch, R.J., 2006. Shear strength of reinforced concrete T-beams without transverse reinforcement. *ACI structural journal*, 103(5), pp.656–663.
- Ueda, T. & Stitmannathum, B., 1991. Shear strength of precast prestressed hollow slabs with concrete topping. *ACI Structural Journal*, 88(4), pp.402–410.
- Den Uijl, J.A., 1985. Bond properties of strands in connection with transmission zone cracks. *Betonwerk und Fertigteil-Technik, Journal of the Federal German Association of the Concrete and Precast Building Components Industry*, 51(1).
- Vaz Rodrigues, R., 2007. *Shear strength of reinforced concrete bridge deck slabs*, Thèse EPFL, n° 3739, Lausanne, Switzerland.
- Vecchio, F.J., 2000. Disturbed stress field model for reinforced concrete: formulation. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 126(9), pp.1070–1077.
- Vecchio, F.J., 1989. Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete membranes. *ACI Structural Journal*, 86(1), pp.26–35.
- Vecchio, F.J., 1990. Reinforced concrete membrane element formulations. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 116(3), pp.730–750.



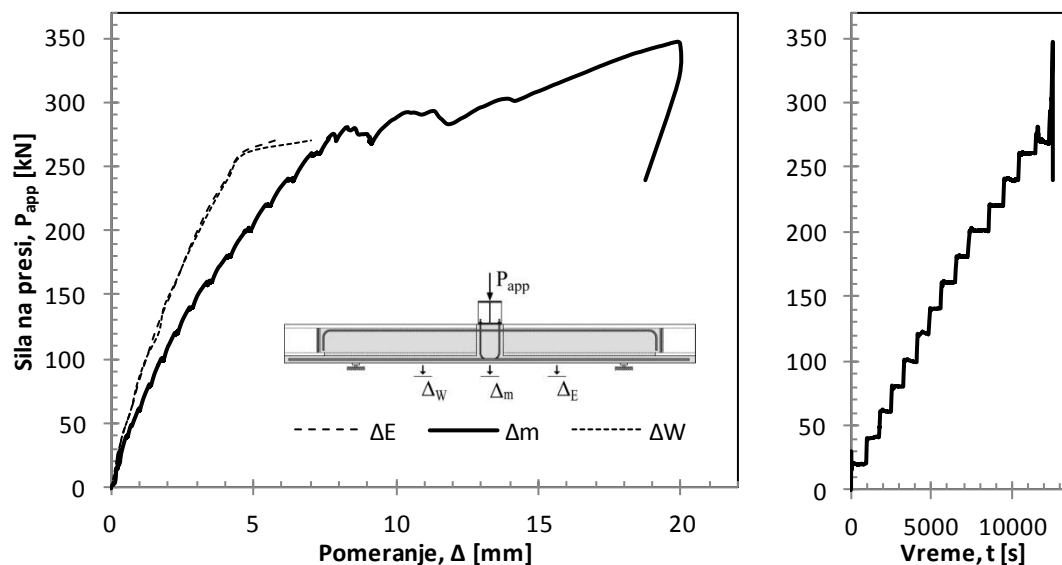
- Vecchio, F.J. & Collins, M.P., 1988. Predicting the response of reinforced concrete beams subjected to shear using modified compression field theory. *ACI Structural Journal*, 85(3), pp.258–268.
- Vecchio, F.J. & Collins, M.P., 1986. The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *ACI journal, Proceedings*, 83(2), pp.219–231.
- Vintzeleou, E.N. & Tassios, T.P., 1986. Mathematical models for dowel action under monotonic and cyclic conditions. *Magazine of concrete research*, 38(134), pp.13–22.
- Walraven, J.C., 1980. *Aggregate interlock: a theoretical and experimental analysis*, Walraven, J.C., 1981. Fundamental analysis of aggregate interlock. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 107(11), pp.2245–2270.
- Walraven, J.C. & Mercx, W.P.M., 1983. The bearing capacity of prestressed hollow core slabs. *HERON*, 28(3).
- Walraven, J.C. & Reinhardt, H.W., 1981. Theory and experiments on the mechanical behaviour of cracks in plain and reinforced concrete subjected to shear loading. *HERON*, 26(1A), pp.5–68.
- Wood, S.L., Stanton, J.F. & Hawkins, N.M., 2000. New seismic design provisions for diaphragms in precast concrete parking structures. *PCI journal*, 45(1), pp.50–65.
- Woods, L.J., 2008. *The significance of negative bending moments in the seismic performance of hollow-core flooring*, University of Canterbury. Civil and Natural Resources Engineering.
- Yang, L., 1994. Design of prestressed hollow core slabs with reference to web shear failure. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 120(9), pp.2675–2696.
- Yang, Y., 2014. *Shear Behaviour of Reinforced Concrete Members without Shear Reinforcement: a New Look at an Old Problem*, PhD dissertation, TU Delft, Delft University of Technology.
- You, Y.-M. & Kang, W.-H., 2007. Diagonal Tension Failure Model for RC Slender Beams without Shear Reinforcement Based on Kinematical Conditions (I)-Development. *Journal of Ocean Engineering and Technology*, 21(6), pp.7–15.
- Zararis, I.P., Karaveziroglou, M.K. & Zararis, P.D., 2006. Shear strength of reinforced concrete T-beams. *ACI structural journal*, 103(5), pp.693–700.

- 
- Zararis, P.D., 2003. Shear strength and minimum shear reinforcement of reinforced concrete slender beams. *ACI Structural Journal*, 100(2), pp.203–214.
- Zararis, P.D. & Papadakis, G.C., 2001. Diagonal shear failure and size effect in RC beams without web reinforcement. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 127(7), pp.733–742.
- Zararis, P.D. & Zararis, I.P., 2009. Shear Strength of Reinforced Concrete Slender Beams with or without Axial Forces--A Generalized Theory. *ACI Structural Journal*, 106(6), p.782.
- Zink, K., 2000. Diagonal shear cracking in slender concrete beams. *LACER*, 5, pp.305–332.
- Zink, M., 1998. *Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung*, Eingereichte Diss, Universität Leipzig, Wirtschaftswissenschaftliche Fakultät.
- Zsutty, T.C., 1968. Beam shear strength prediction by analysis of existing data. *ACI journal, Proceedings*, 65(11), pp.943–951.
- Zwoyer, E.M., 1953. Shear strength of simply-supported prestressed concrete beams. *ACI journal, Proceedings*, 51(10), pp.181–200.

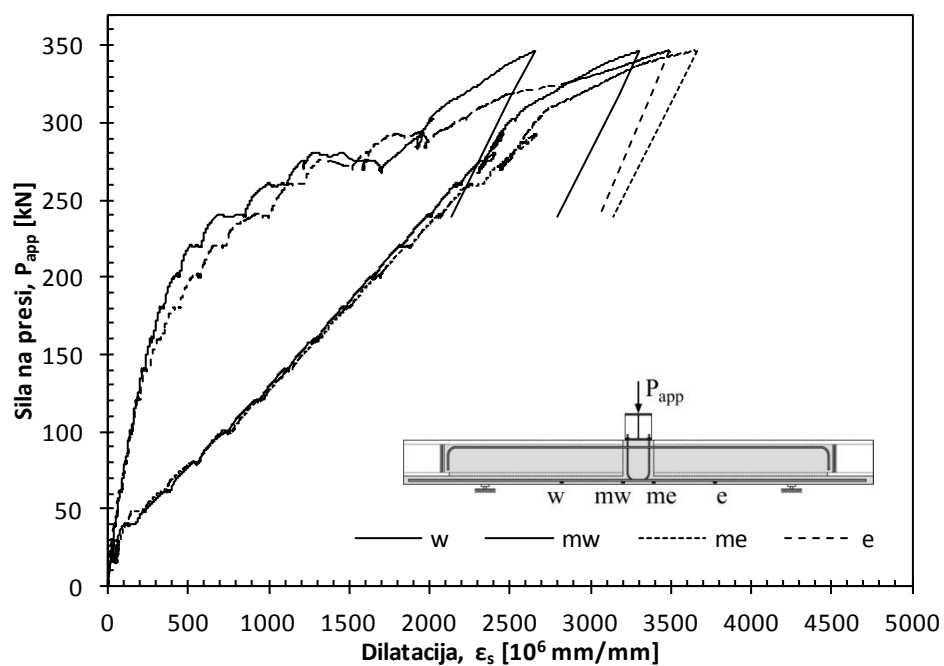
# PRILOG

## P.1 GREDA 350-135/135-1

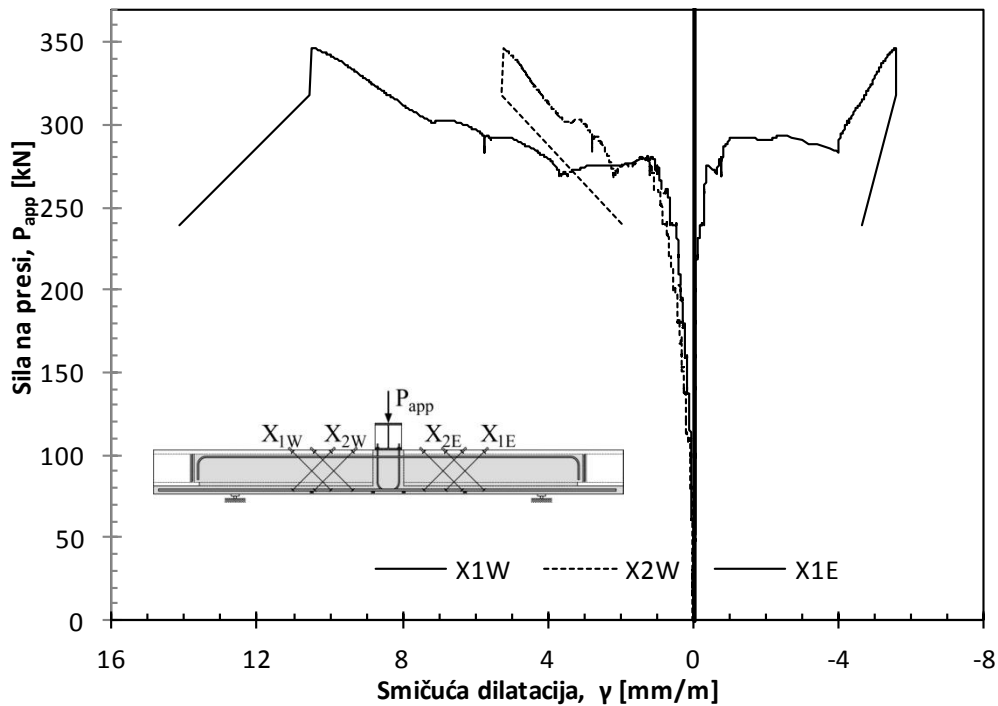
Pri opterećenju od 280 kN dolazi do naglog širenja prslina sa obe strane grede, praćeno padom sile na presi, odnosno, do izmene mehanizma prenošenja transverzalnih sila sa grednog na lučni. Pri opterećenju od 303 kN, dolazi do ponovnog naglog širenja prslina uz propagaciju prsline duž zategnute armature na zapadnoj strani, dok je maksimalno zabeležena vrednost opterećenja 346 kN, pri širini prsline od 5mm.



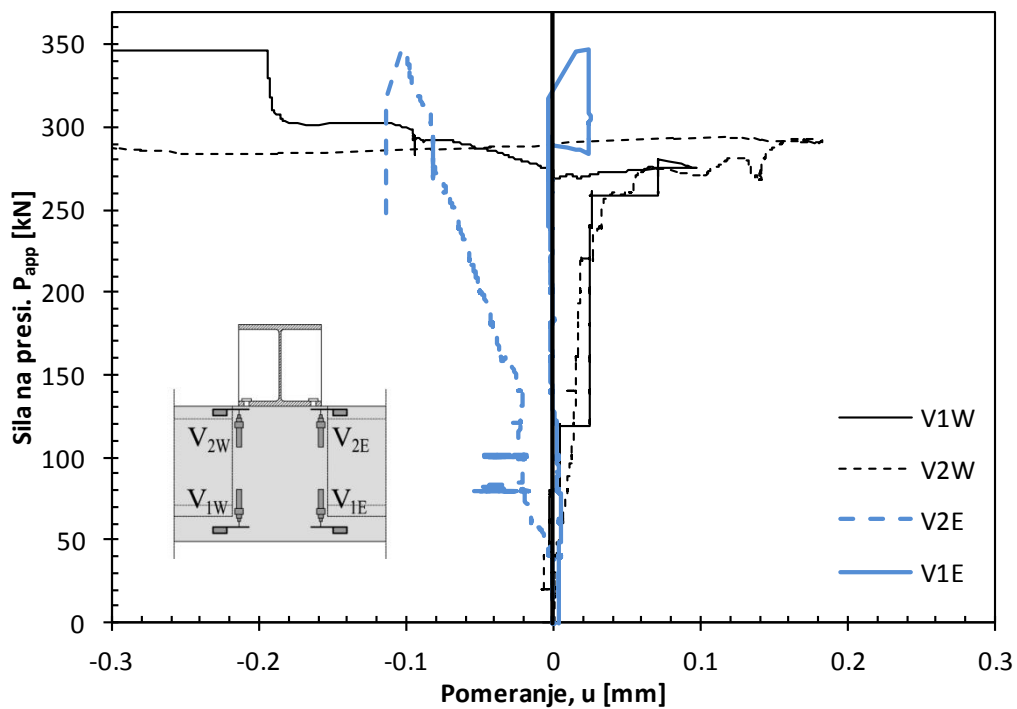
Slika P .1-1: 350-135/135-1: Dijagram sila na presi - pomeranje i promena sile u toku vremena



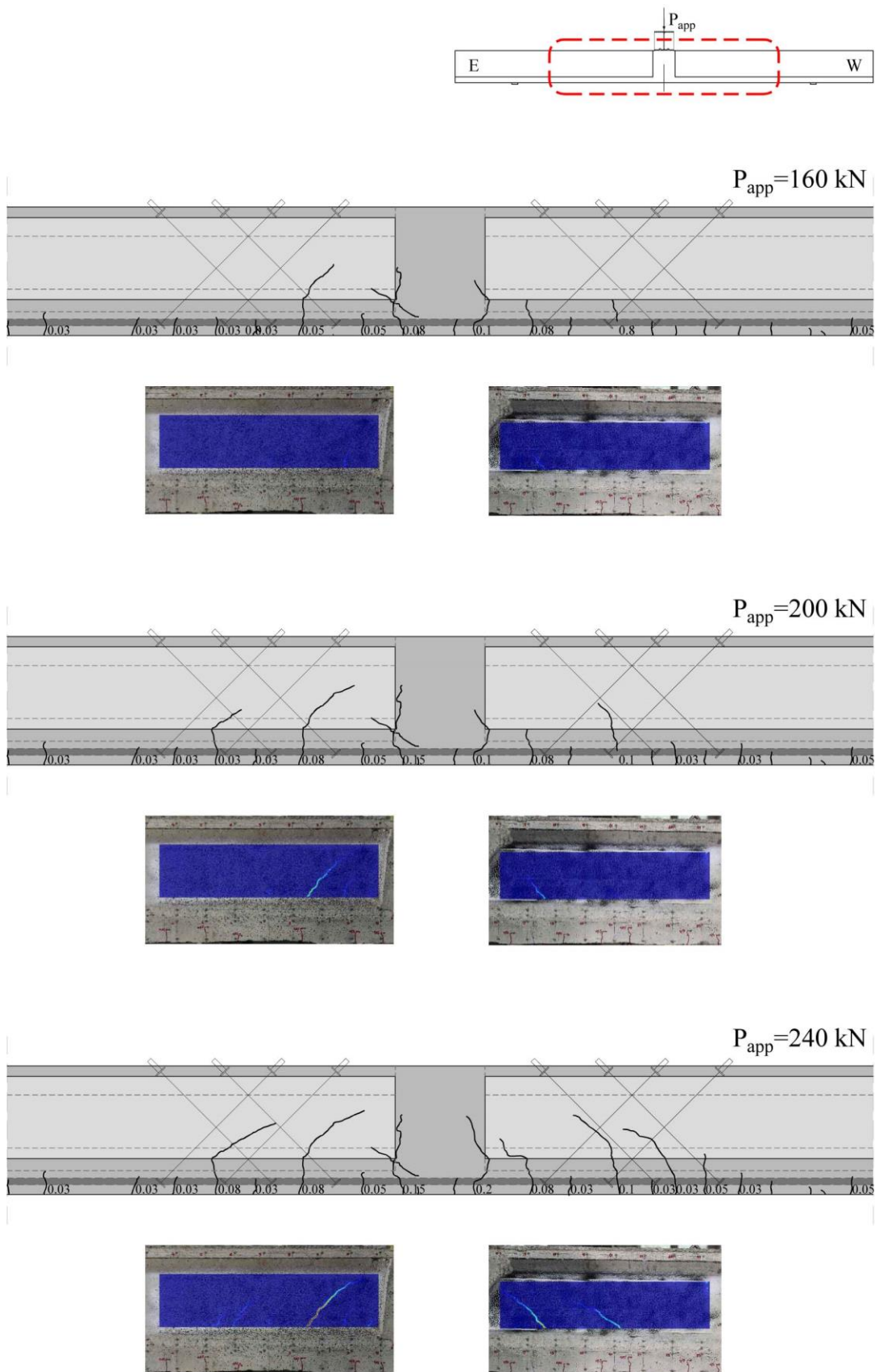
Slika P .1-2: 350-135/135-1: Dijagram izmerenih dilatacija u zategnutoj armaturi



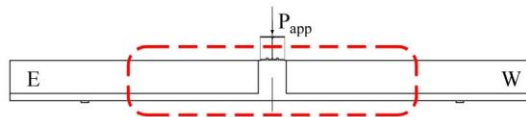
Slika P.1-3: 350-135/135-1: Dijagram izmerenih smičućih dilatacija na južnom licu grede



Slika P.1-4: 350-135/135-1: Dijagram izmerenih pomeranja na spoju prefabrikovanog i naknadno ugrađenog betona



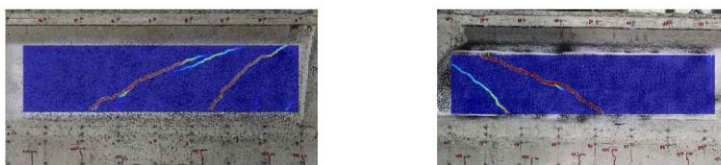
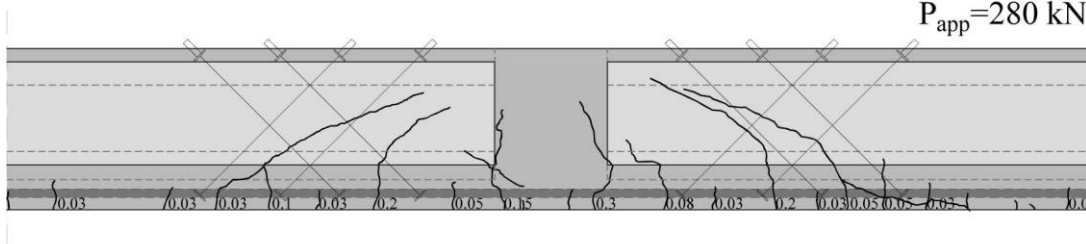
Slika P.1-5: 350-135/135-1: Prikaz prslina – deo 1



$P_{app}=260 \text{ kN}$



$P_{app}=280 \text{ kN}$



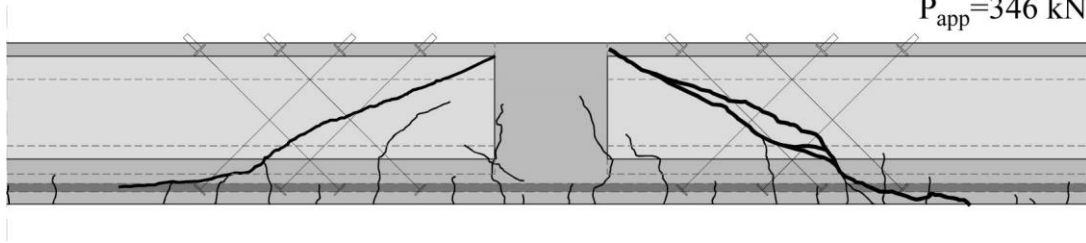
$P_{app}=293 \text{ kN}$



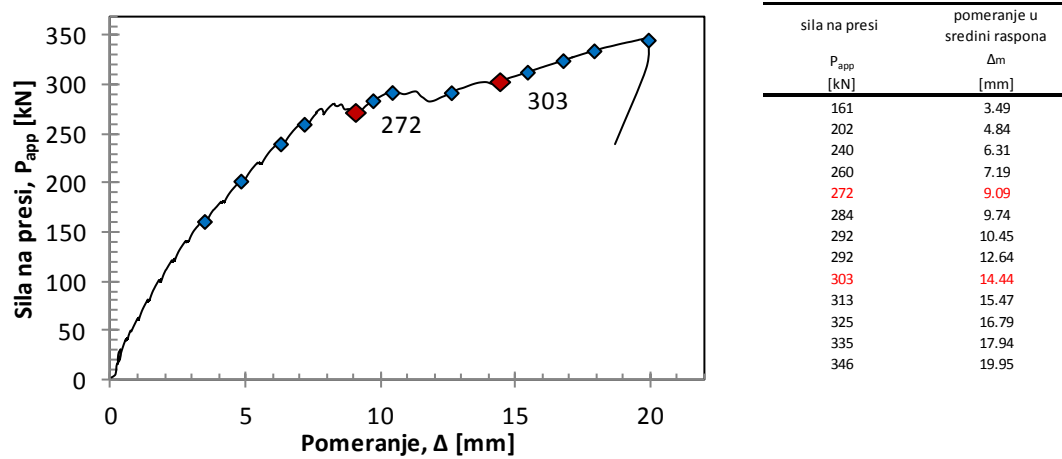
$P_{app}=303 \text{ kN}$



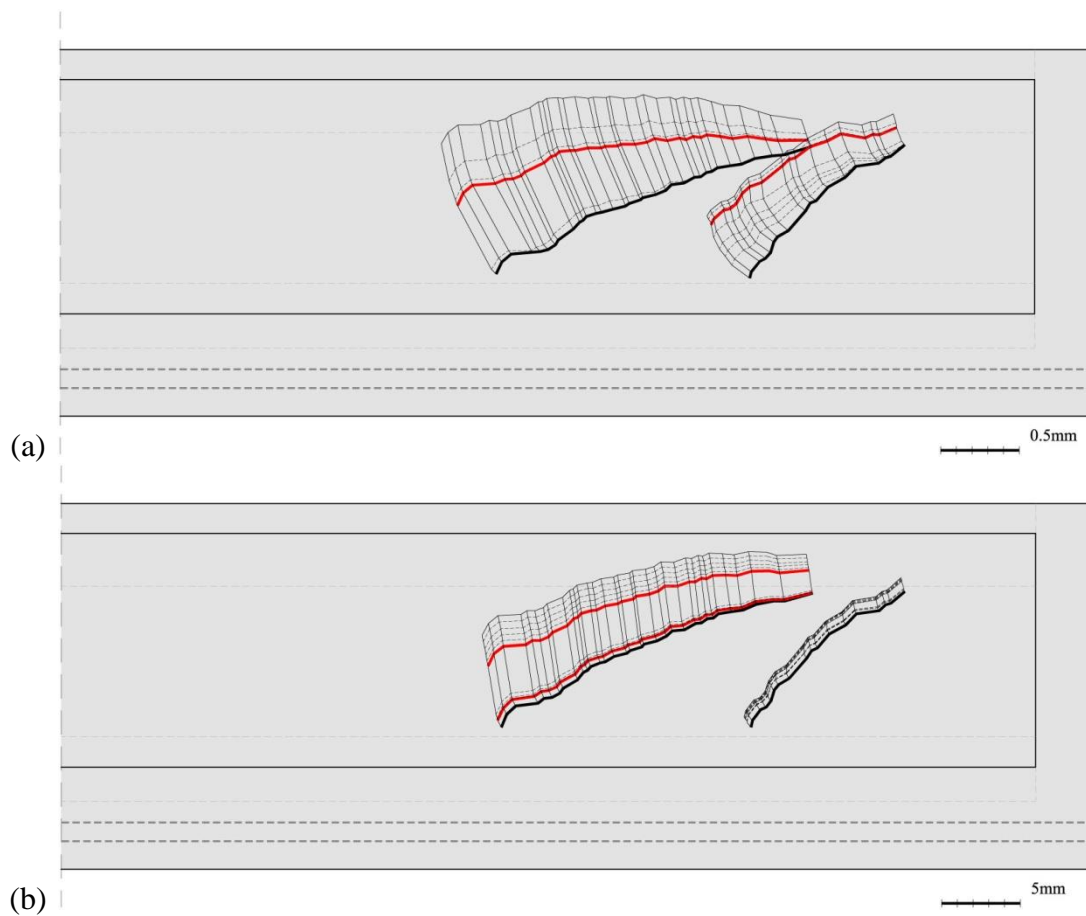
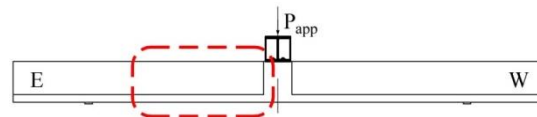
$P_{app}=346 \text{ kN}$



Slika P.1-6: 350-135/135-1: Prikaz prslina – deo 2

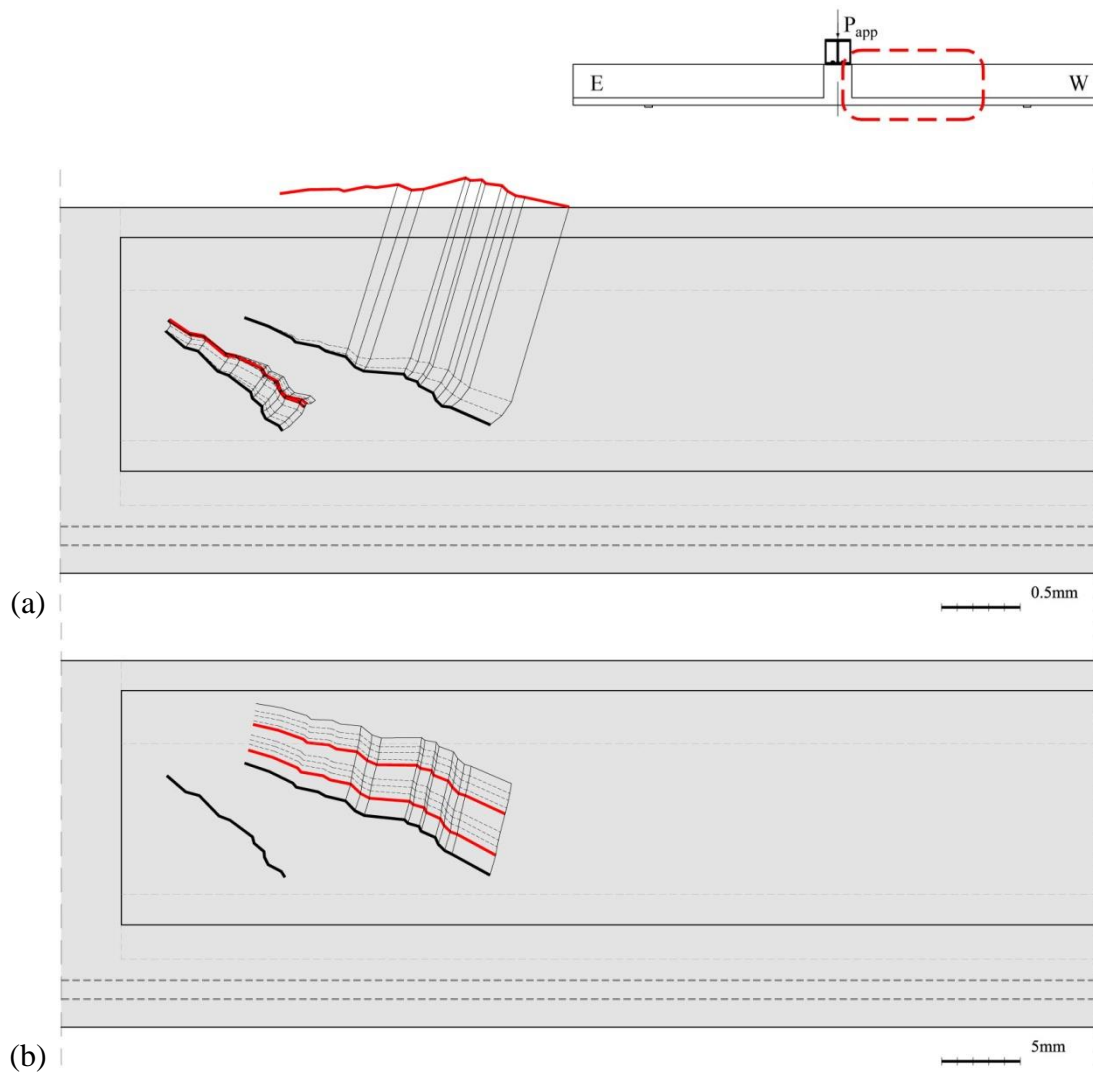


Slika P.1-7: 350-135/135-1: Prikaz opterećenja za koja su sračunata relativna pomeranja na obrazima prslina



Slika P.1-8: 350-135/135-1: Računsko relativno pomeranje obraza prslina na istočnoj strani severnog lica grede pri opterećenju na presi: (a) do 293 kN i (b) do loma





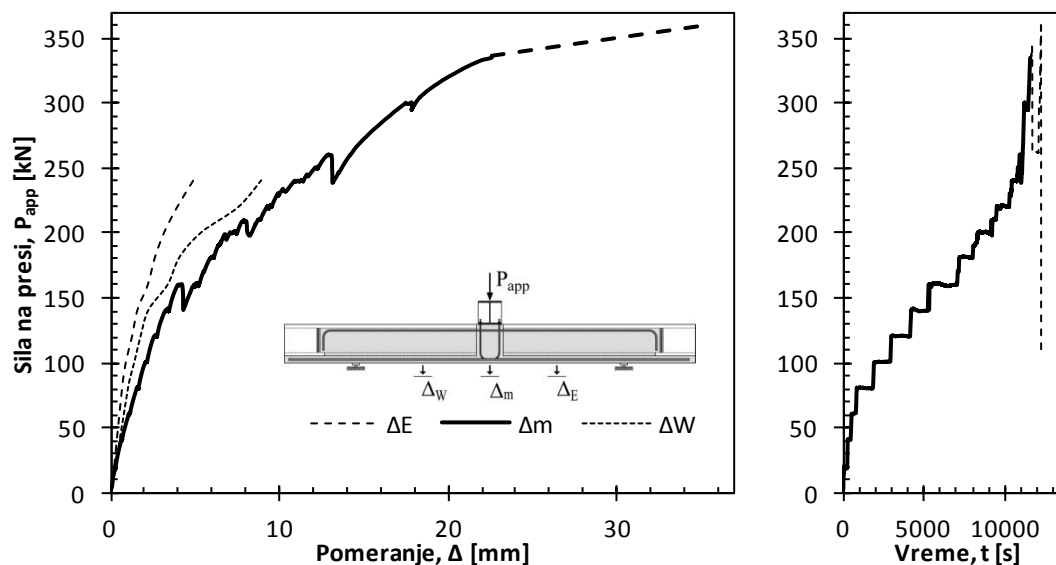
Slika P .1-9: 350-135/135-1: Računsko relativno pomeranje obraza prsline na zapadnoj strani severnog lica grede pri opterećenju na presi: (a) do 293 kN i (b) do loma



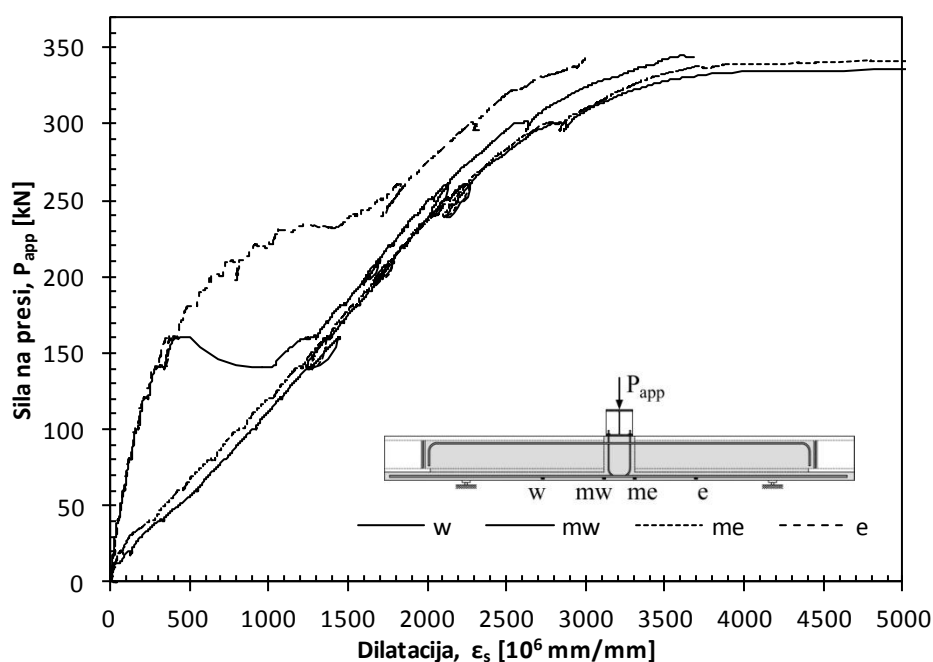
Slika P .1-10: 350-135/135-1: Prikaz prsline nakon loma grede: na južnom (a) i severnom licu grede (b)

## P.2 GREDA 350-135/135-2

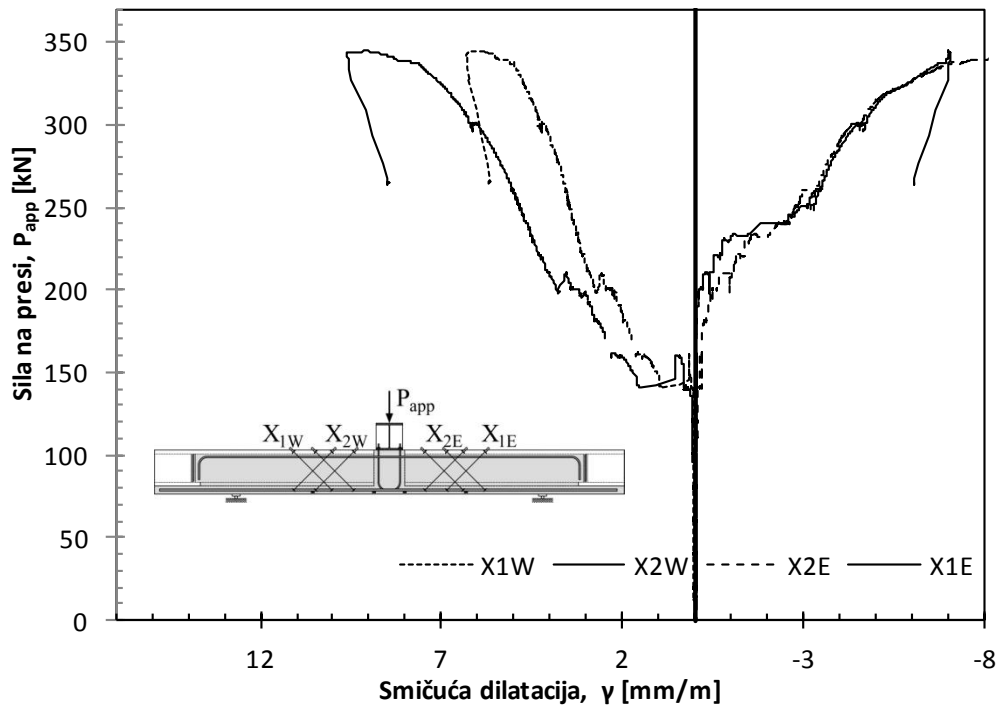
Pri opterećenju od 160 kN dolazi do potpunog odvajanja topinga na zapadnoj strani grede i formiranja luka sa zategom. Istočna strana grede nastavlja da prihvata opterećenje u grednom mehanizmu do opterećenja od 240 kN, nakon čega dolazi do naglog povećanja širine prsline, a pri opterećenju od 260 kN dolazi i do horizontalnog cepanja rebra. Maksimalno zabeležena vrednost opterećenja iznosi 361 kN.



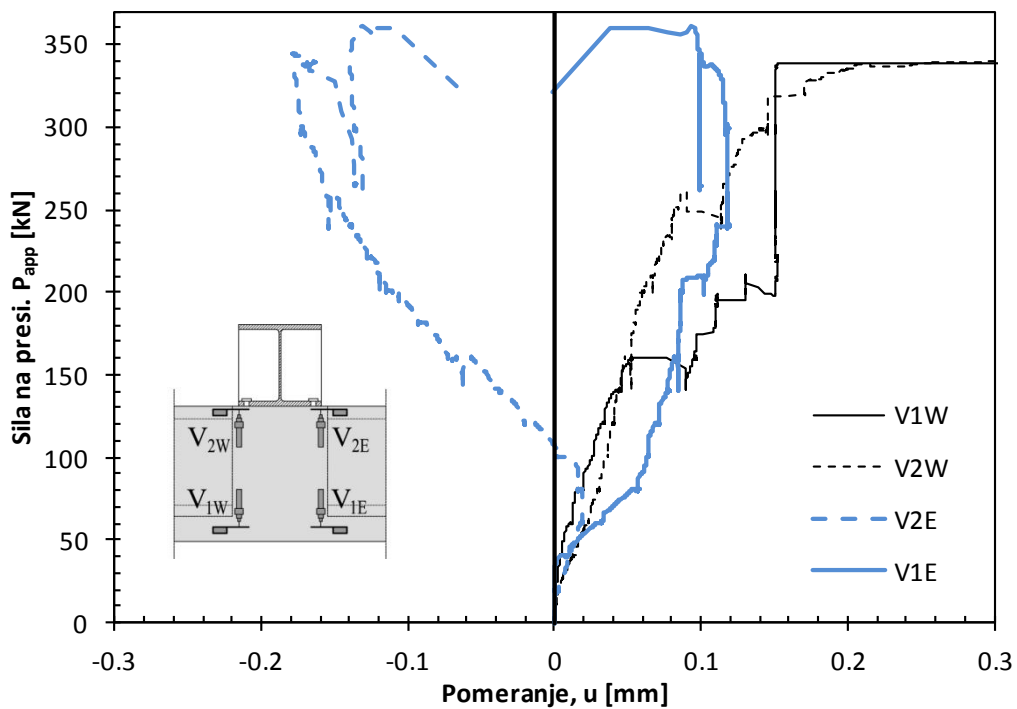
Slika P.2-1: 350-135/135-2: Dijagram sila na presi - pomeranje i promena sile u toku vremena



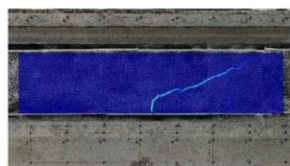
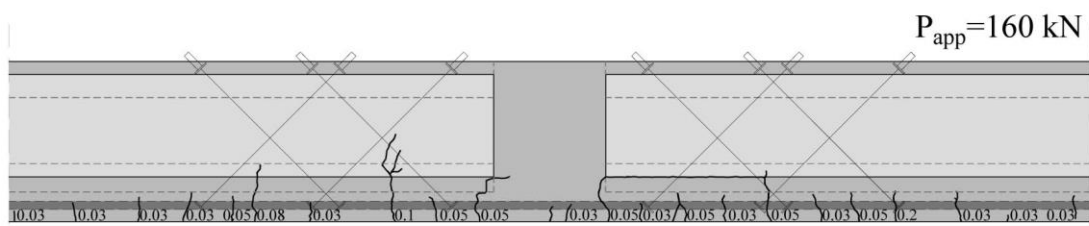
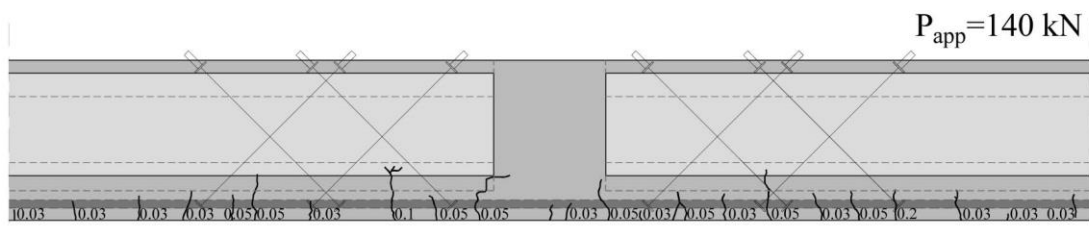
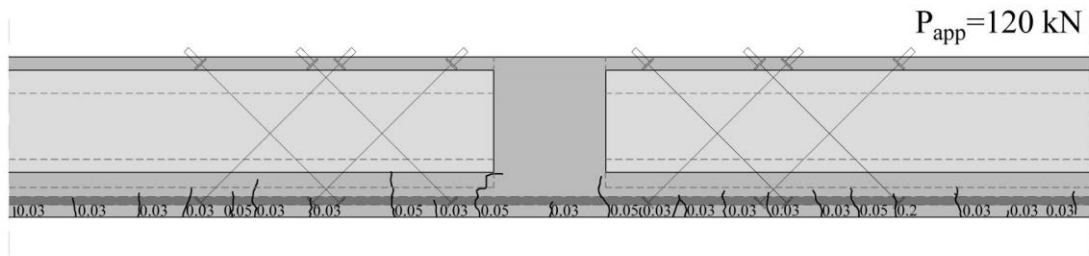
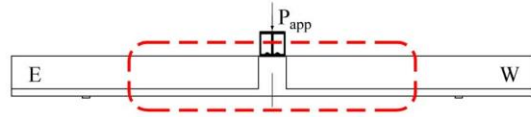
Slika P.2-2: 350-135/135-2: Dijagram izmerenih dilatacija u zategutoj armaturi



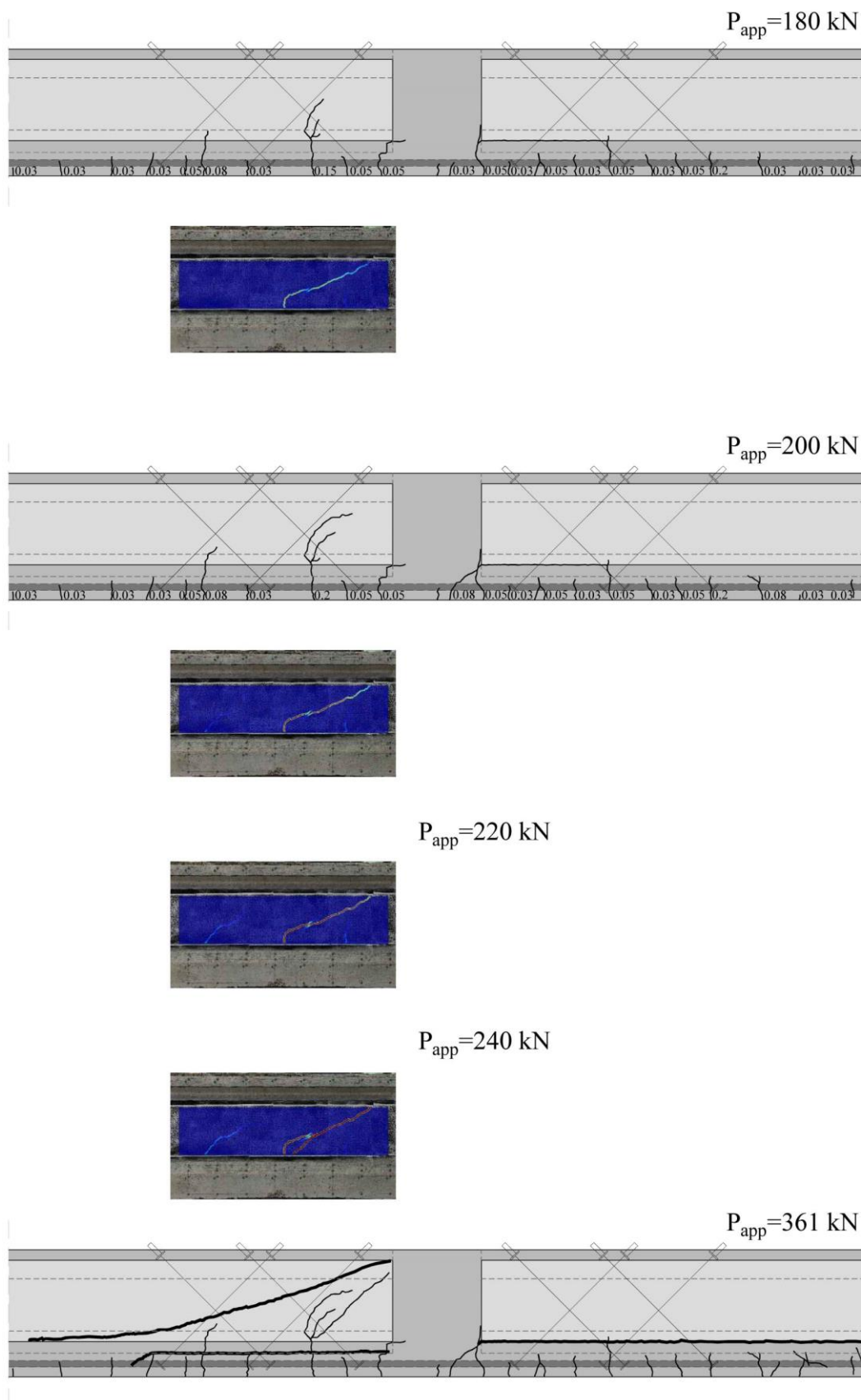
Slika P.2-3: 350-135/135-2: Dijagram izmerenih smičućih dilatacija na južnom licu grede



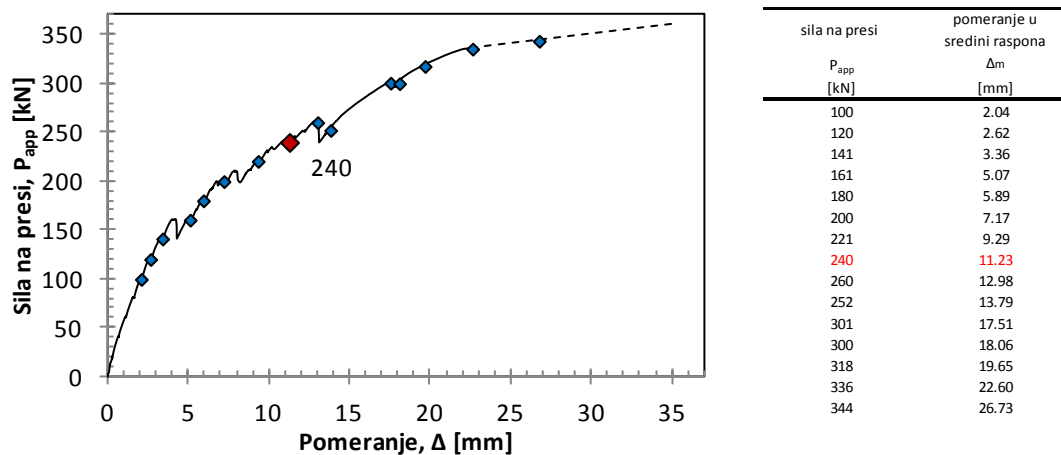
Slika P.2-4: 350-135/135-2: Dijagram izmerenih pomeranja na spoju prefabrikovanog i naknadno ugrađenog betona



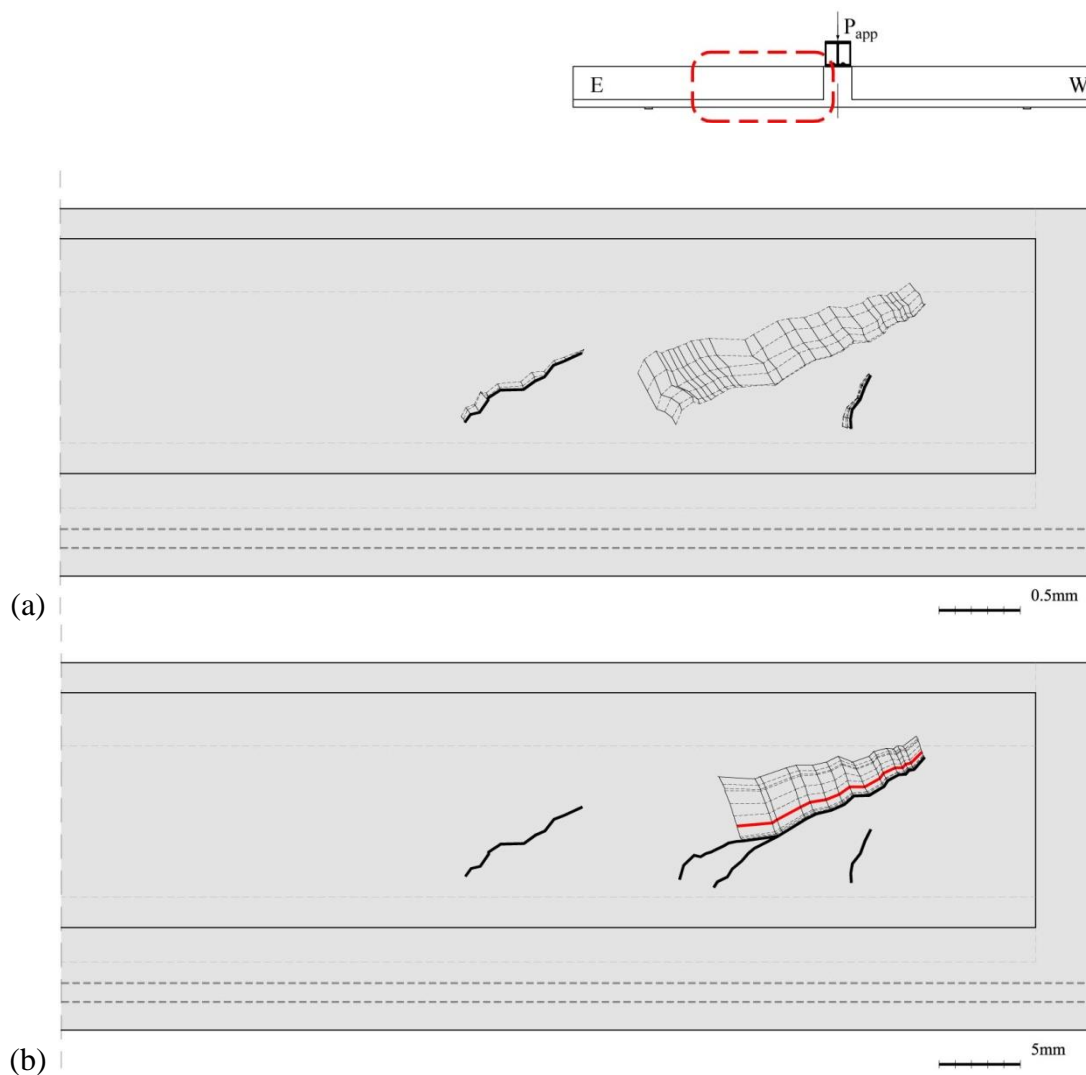
Slika P.2-5: 350-135/135-2: Prikaz prslina – deo 1



Slika P.2-6: 350-135/135-2: Prikaz prslina – deo 2



Slika P .2-7: 350-135/135-2: Prikaz opterećenja za koja su sračunata relativna pomeranja na obrazima prslina



Slika P .2-8: 350-135/135-2: Relativno pomeranje obraza prslina na istočnoj strani sevrnog lica grede pri opterećenju na presi: (a) do 220 kN i (b) do loma

(a)



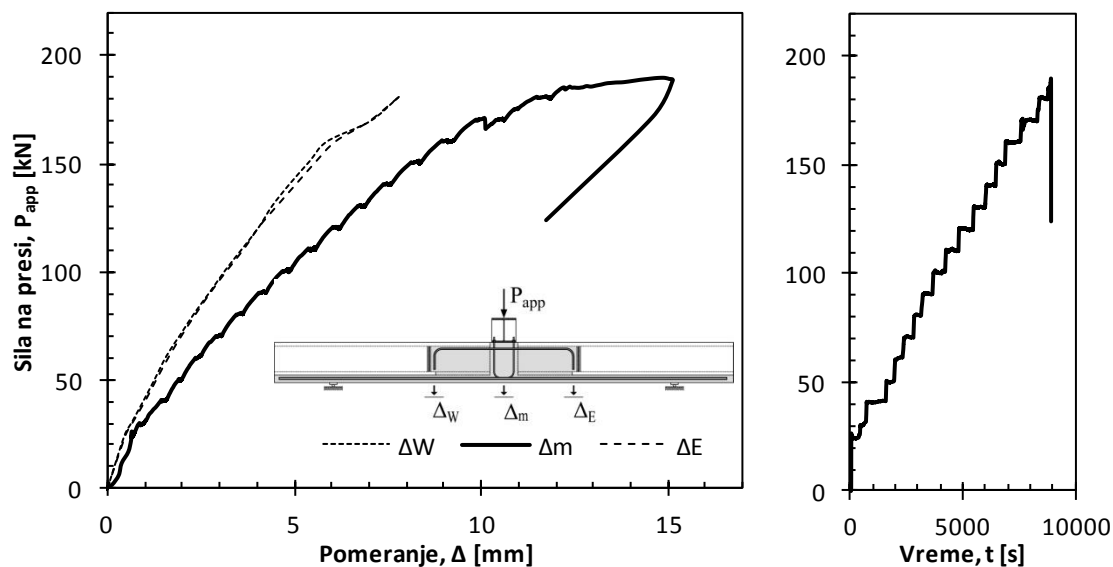
(b)



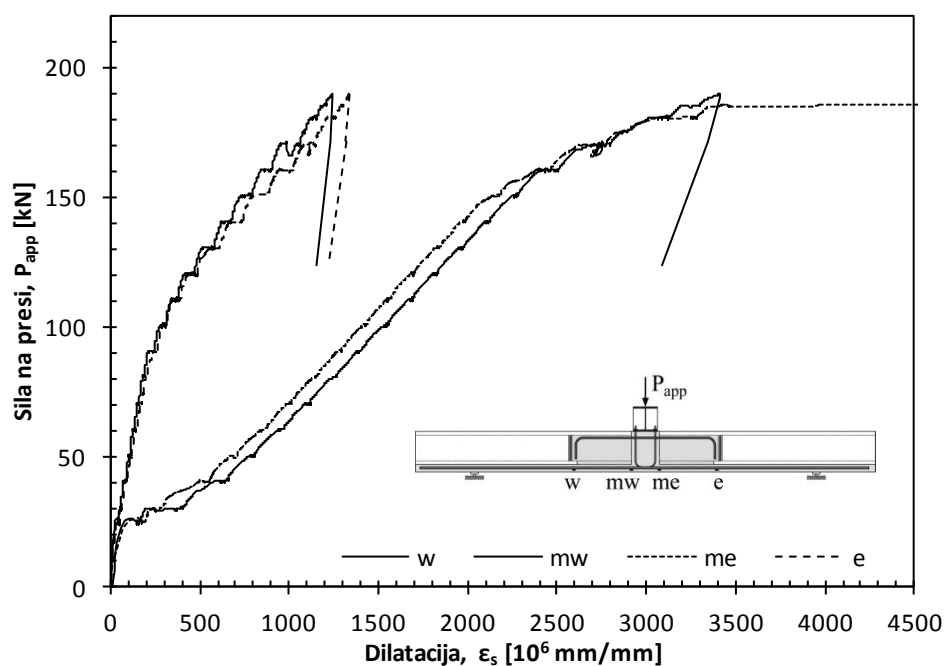
*Slika P .2-9: 350-135/135-2: Prikaz prslina nakon loma grede: na južnom (a) i severnom licu grede (b)*

### P.3 GREDA 265-135/65-1

Pri opterećenju od 170 kN dolazi do formiranja prve kose prsline na delu grede sa neispunjenom podužnom šupljinom. Neposredno nakon njenog formiranja dolazi do formiranja delaminacione prsline na spoju betona ugrađenih u različito vreme. Daljim priraštajem opterećenja dolazi do brzog širenja poslednje formirane prsline sve do loma pri opterećenju od 189 kN.

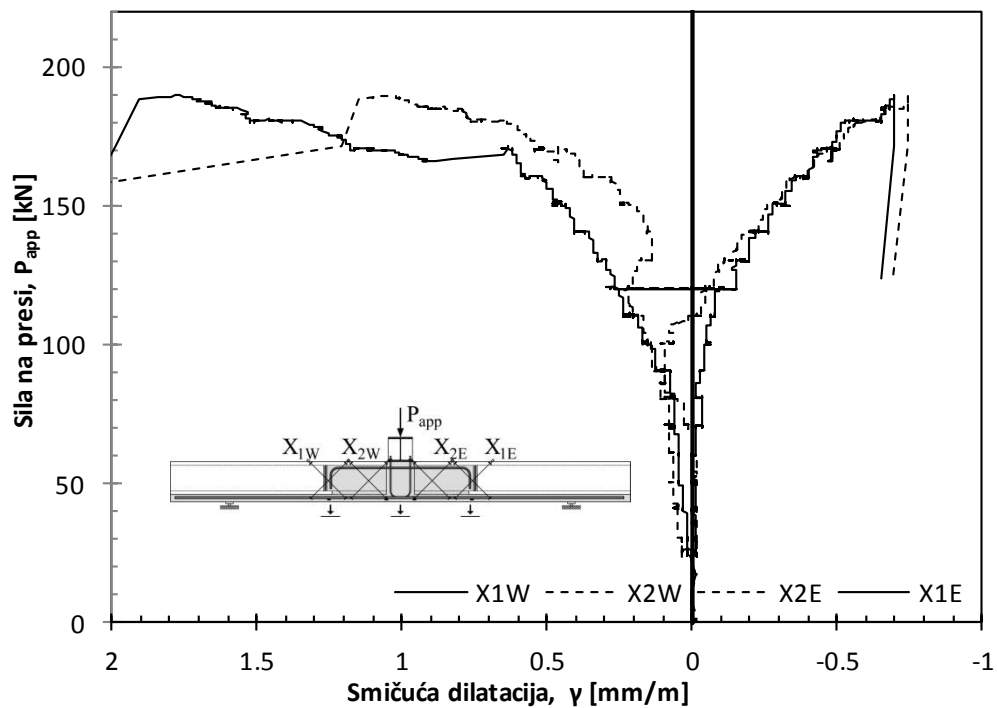


Slika P.3-1: 265-135/65-1: Dijagram sila na presi - pomeranje i promena sile u toku vremena

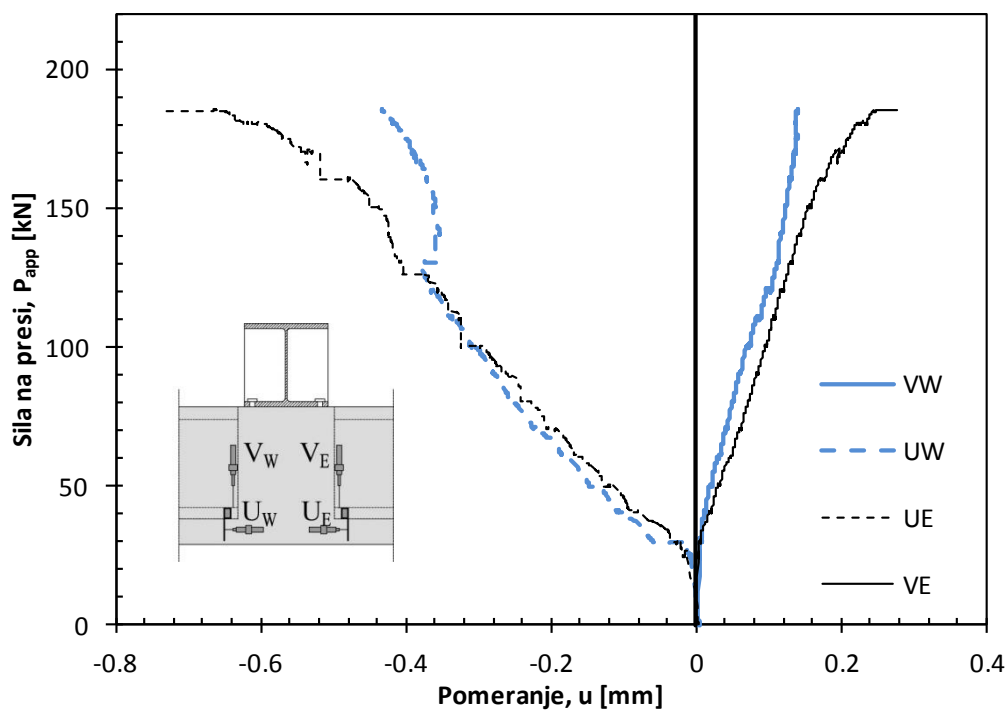


Slika P.3-2: 265-135/65-1: Dijagram izmerenih dilatacija u zategnutoj armaturi

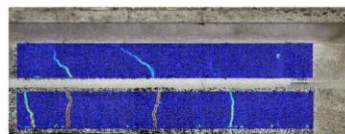
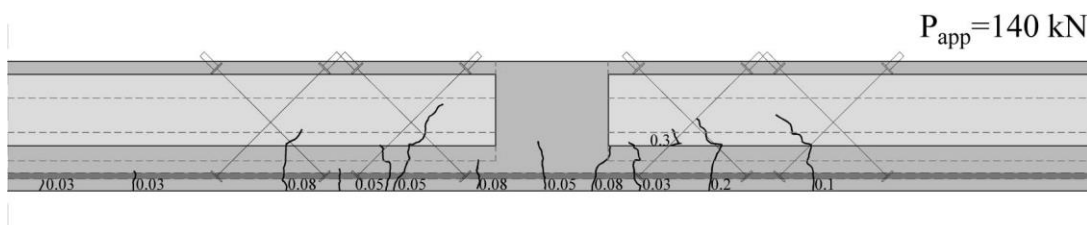
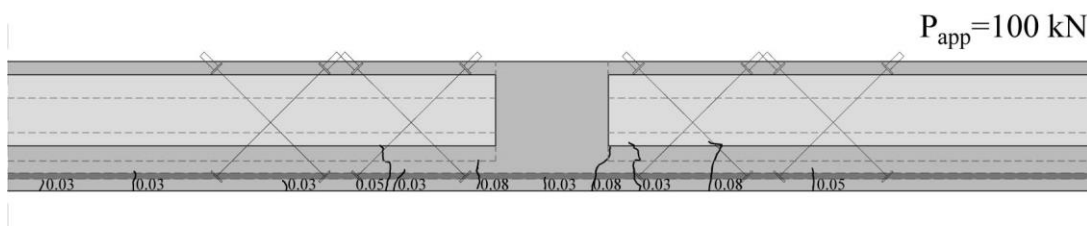
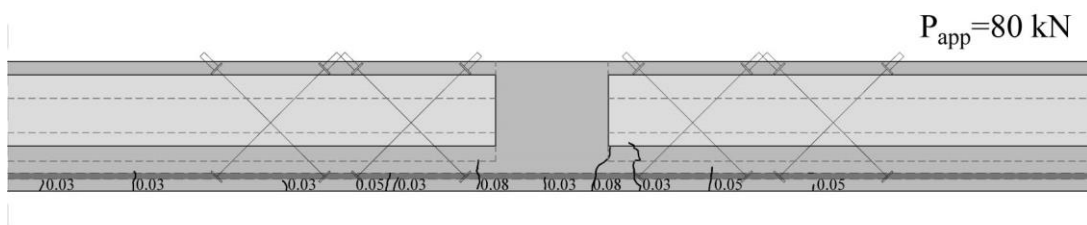
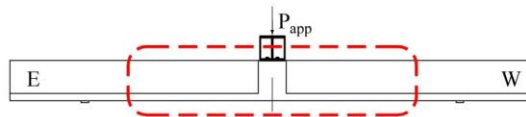




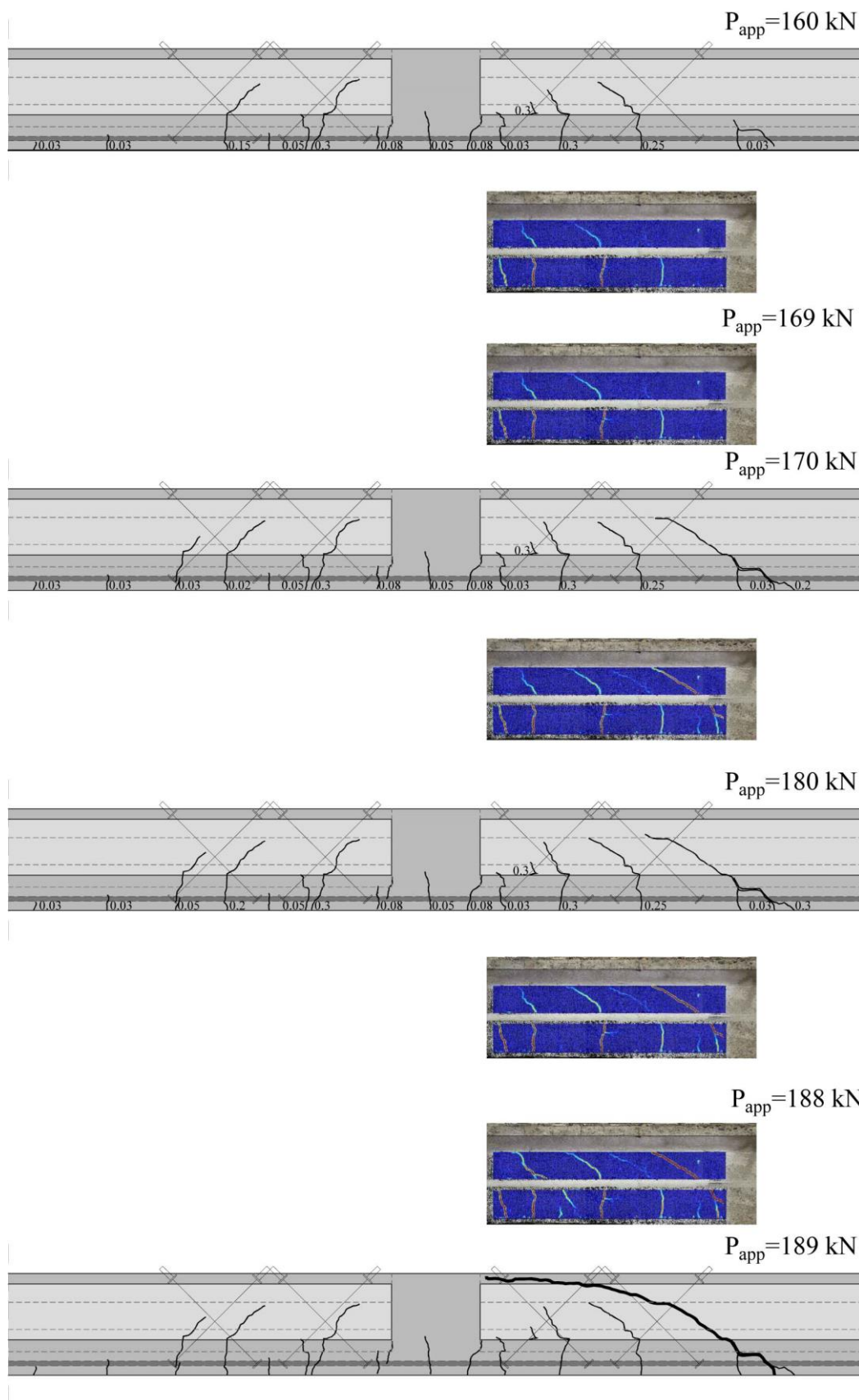
Slika P.3-3: 265-135/65-1: Dijagram izmerenih smičućih dilatacija na južnom licu grede



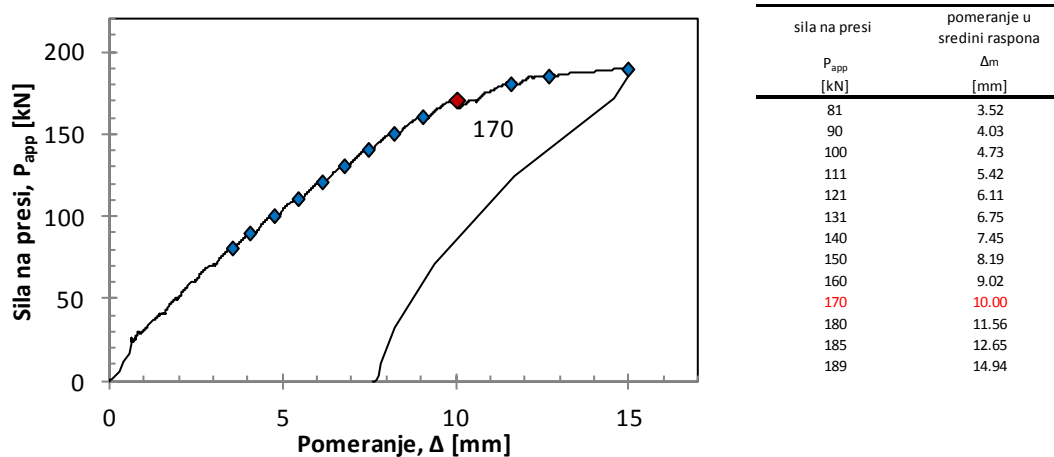
Slika P.3-4: 265-135/65-1: Dijagram izmerenih pomeranja na spoju prefabrikovanog i naknadno ugrađenog betona



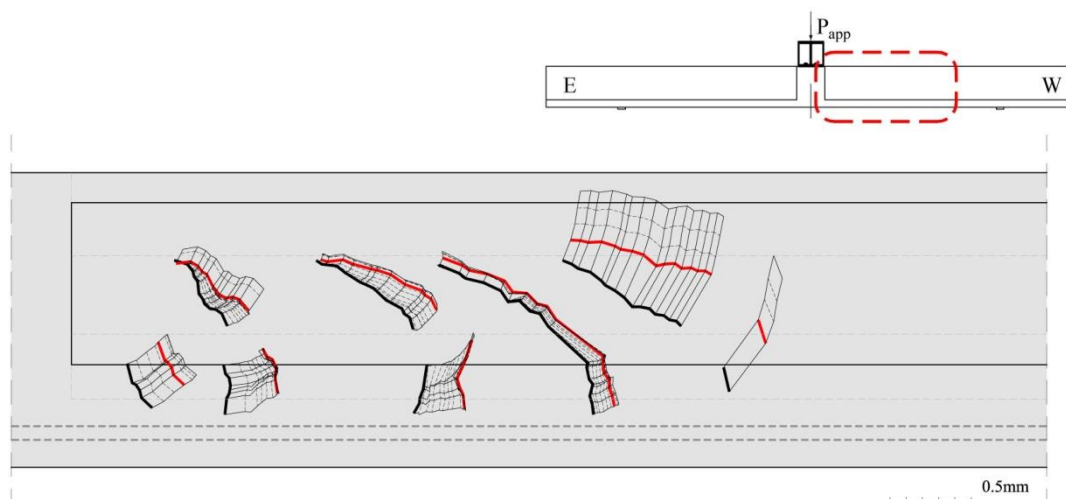
Slika P.3-5: 265-135/65-1: Prikaz prslina – deo 1



Slika P .3-6: 265-135/65-1: Prikaz prslina – deo 2



Slika P .3-7: 265-135/65-1: Prikaz opterećenja za koja su sračunata relativna pomeranja na obrazima prslina



Slika P .3-8: 265-135/65-1: Relativno pomeranje obraza prslina na zapadnoj strani severnog lica grede

(a)



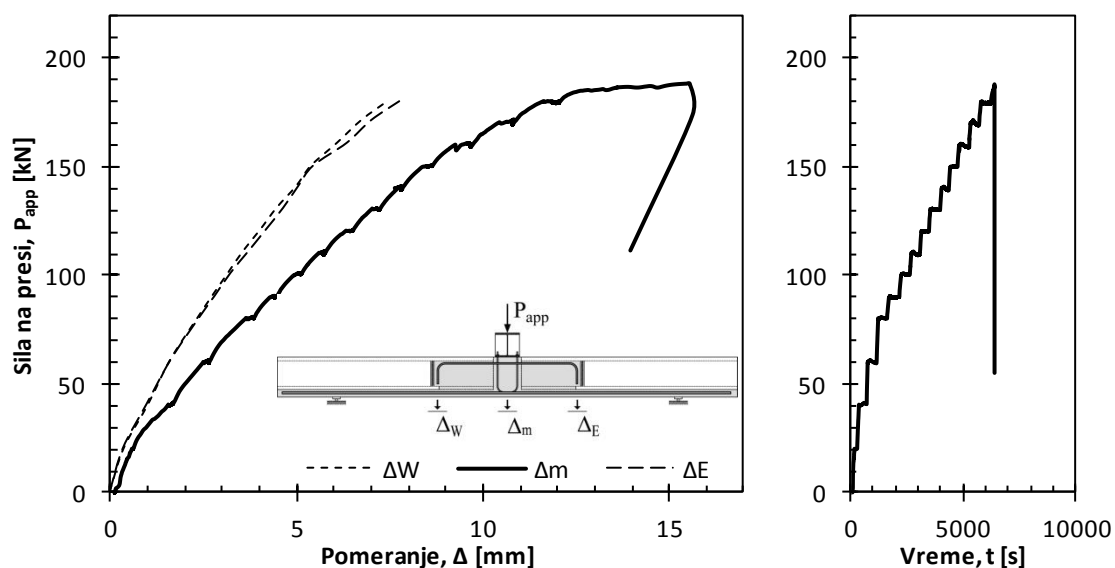
(b)



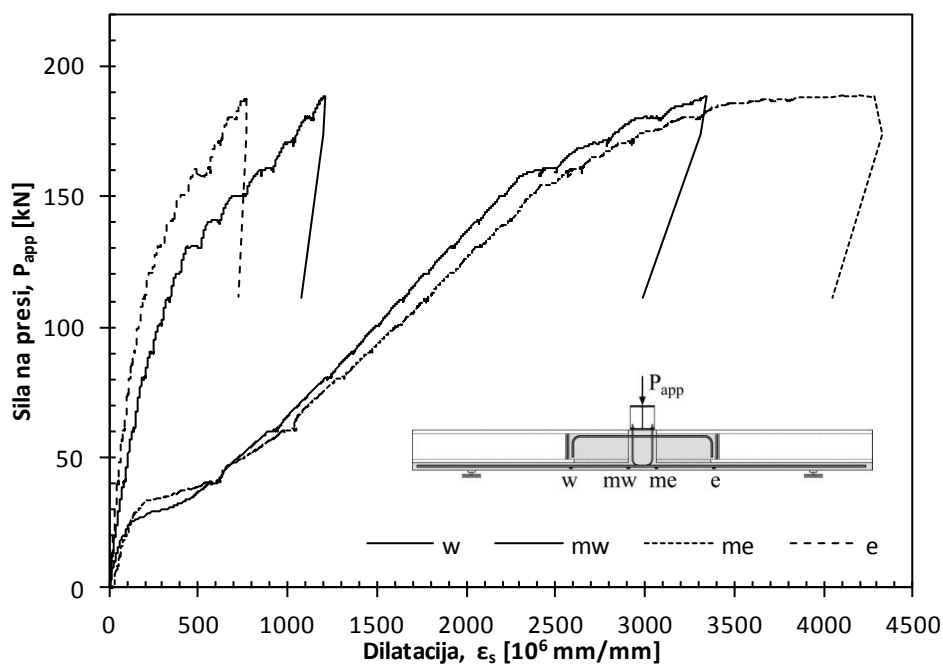
Slika P .3-9: 265-135/65-1: Prikaz prslina nakon loma grede: na južnom (a) i na severnom licu grede (b)

## P.4 GREDA 265-135/65-2

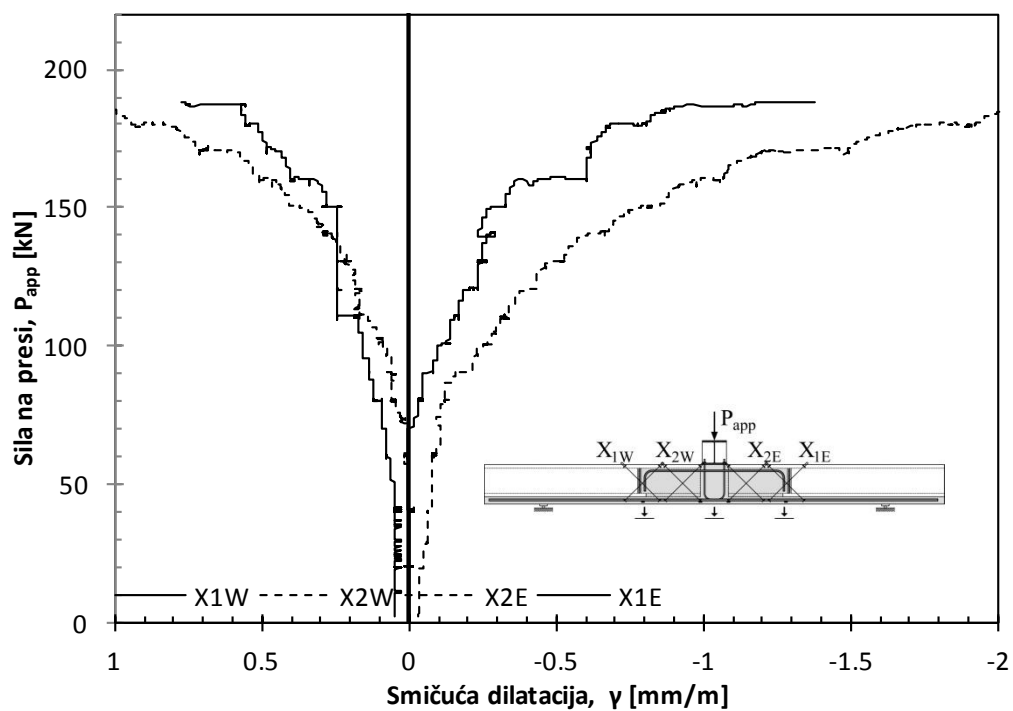
Pri opterećenju od 160 kN dolazi do formiranja prve kose prsline na delu grede sa neispunjenom podužnom šupljinom, ali i do porasta brzine širenja kosih prsline neposredno do preseka u sredini raspona. Lom grede je zabeležen pri opterećenju od 188 kN, propagacijom poslednje formirane prsline.



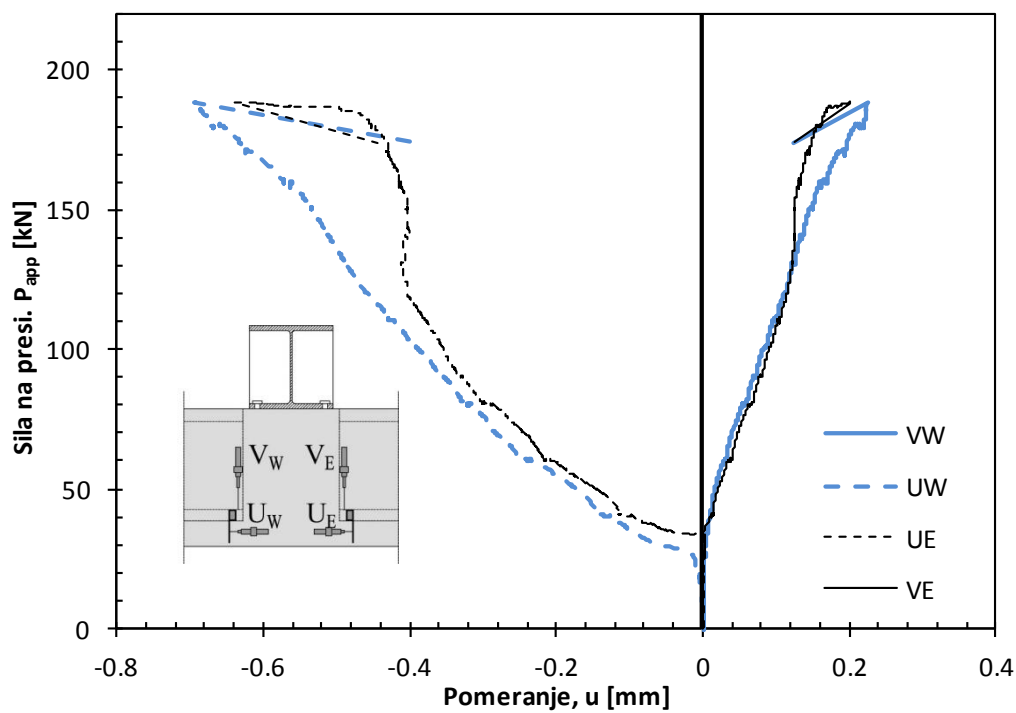
Slika P.4-1: 265-135/65-2: Dijagram sila na presi - pomeranje i promena sile u toku vremena



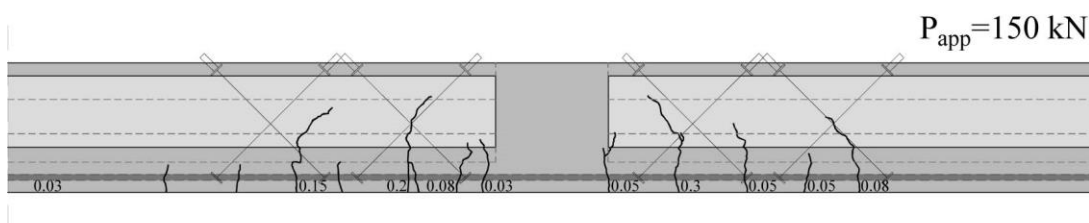
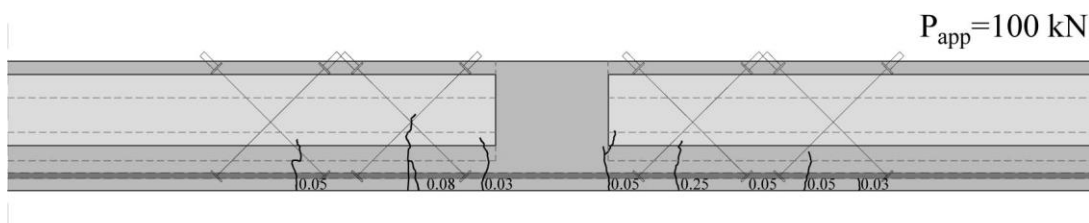
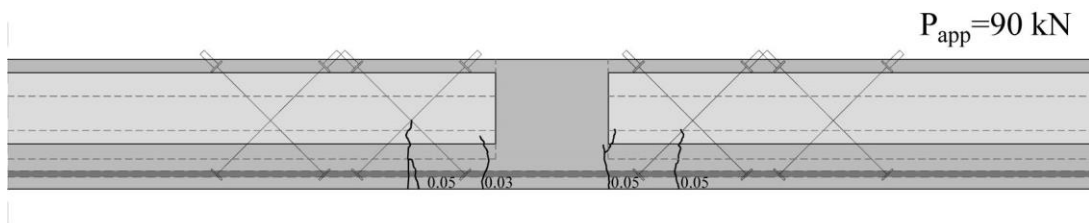
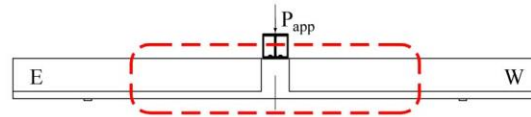
Slika P.4-2: 265-135/65-2: Dijagram izmerenih dilatacija u zategnutoj armaturi



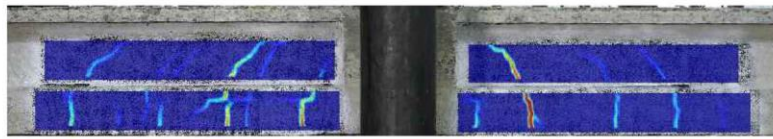
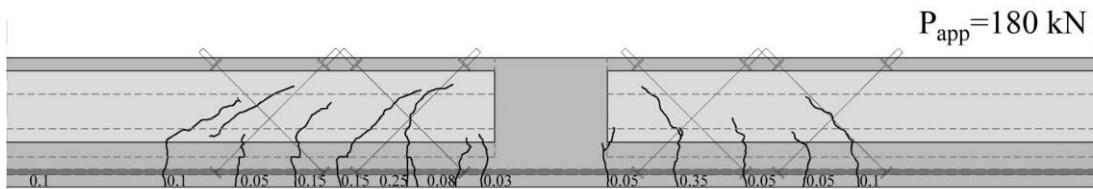
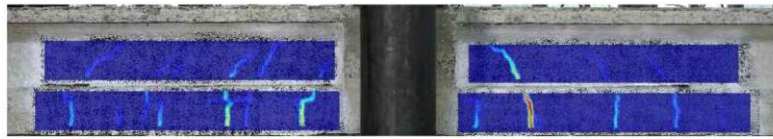
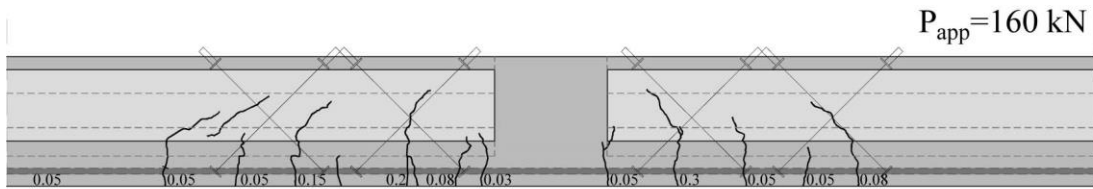
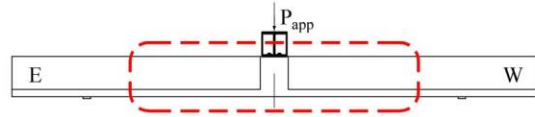
Slika P.4-3: 265-135/65-2: Dijagram izmerenih smičućih dilatacija na južnom licu grede



Slika P.4-4: 265-135/65-2: Dijagram izmerenih pomeranja na spoju prefabrikovanog i naknadno ugrađenog betona



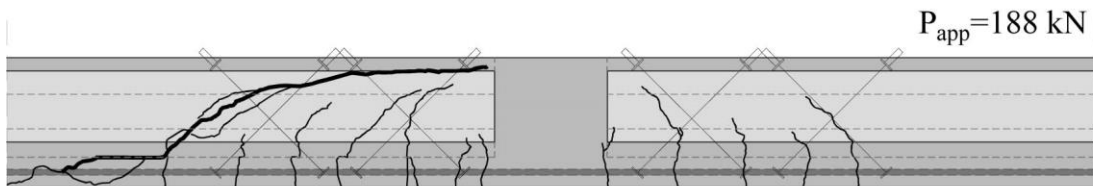
Slika P.4-5: 265-135/65-2: Prikaz prslina – deo 1



$P_{app} = 185 \text{ kN}$

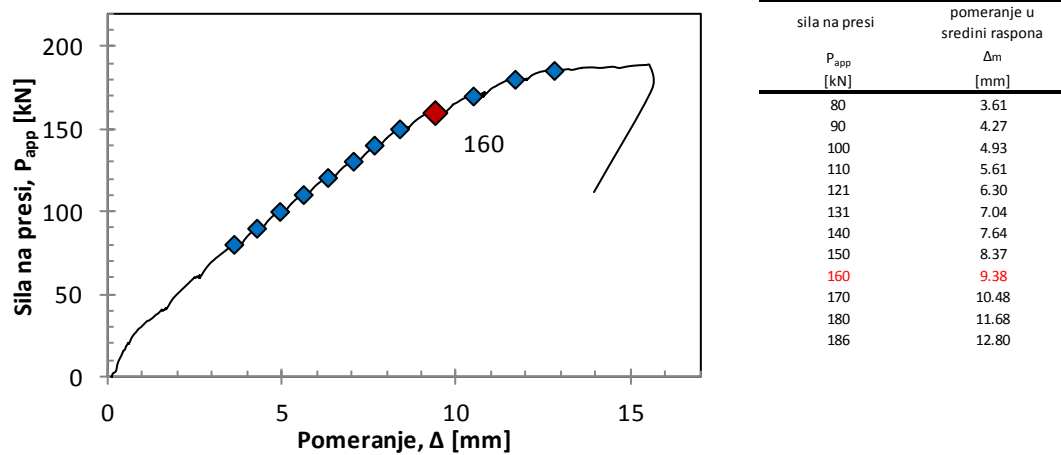


$P_{app} = 187 \text{ kN}$

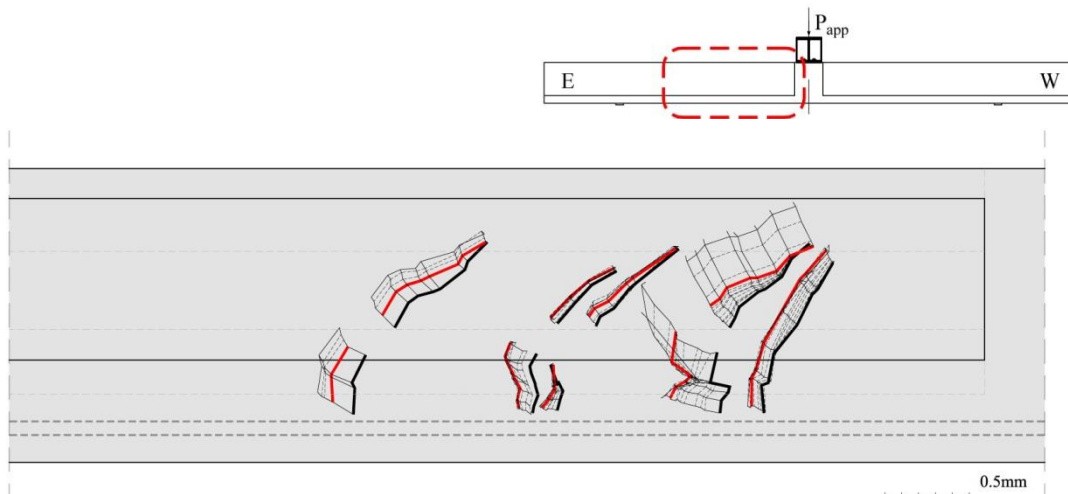


Slika P .4-6: 265-135/65-2: Prikaz prslina – deo 1

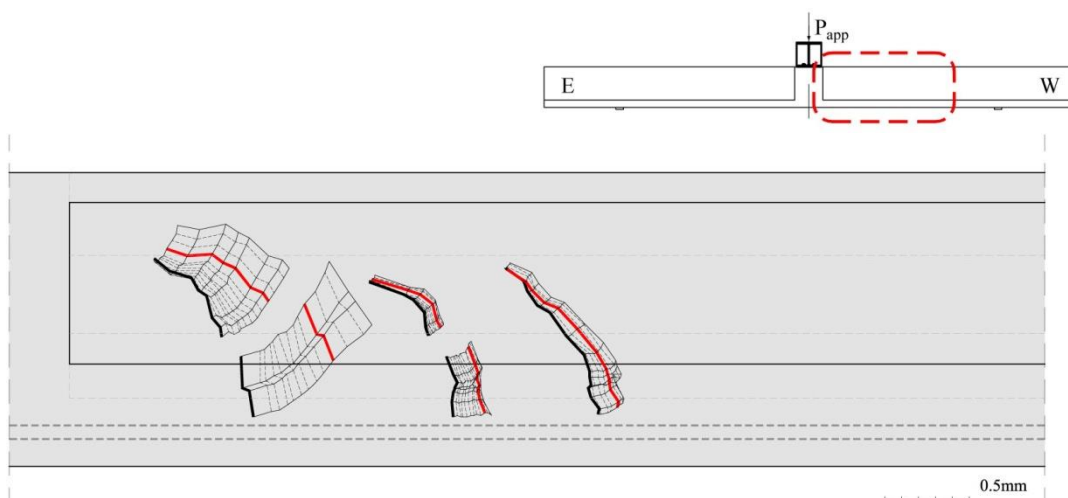




Slika P .4-7: 265-135/65-2: Prikaz opterećenja za koja su sračunata relativna pomeranja na obrazima prslina



Slika P .4-8: 265-135/65-2: Relativno pomeranje obraza prslina na istočnoj strani severnog lica grede



Slika P .4-9: 265-135/65-2: Relativno pomeranje obraza prslina na zapadnoj strani severnog lica grede

(a)



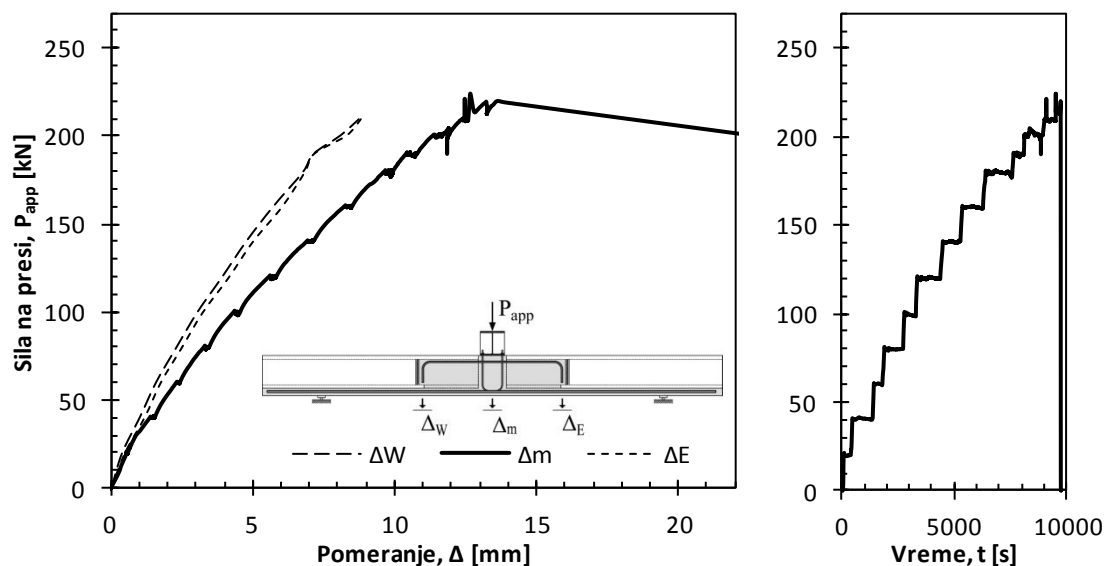
(b)



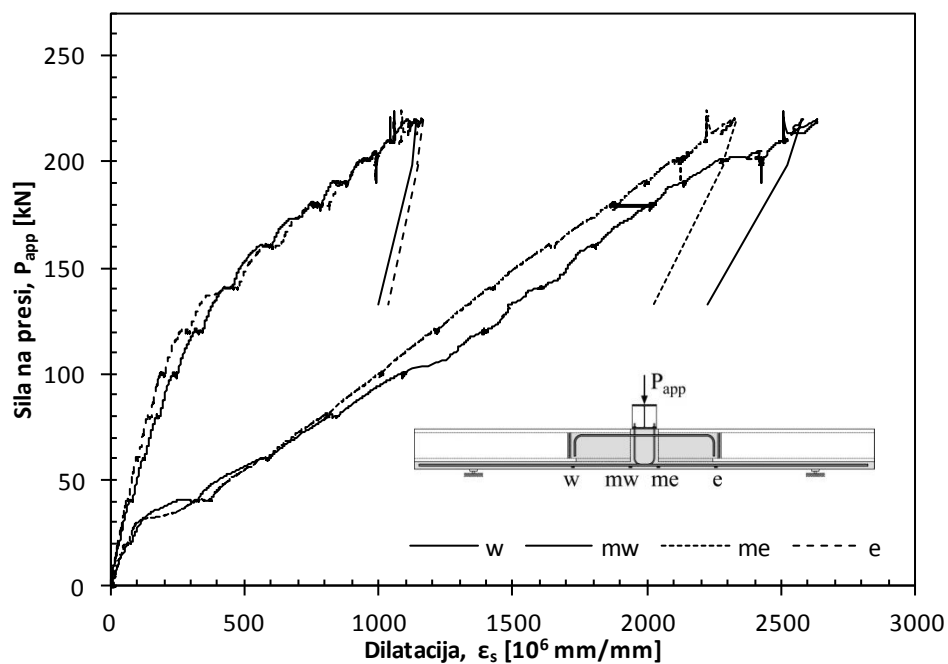
*Slika P .4-10: 265-135/65-2: Prikaz prslina nakon loma grede: na južnom (a) i na severnom licu grede (b)*

## P.5 GREDA 350-185/80-1

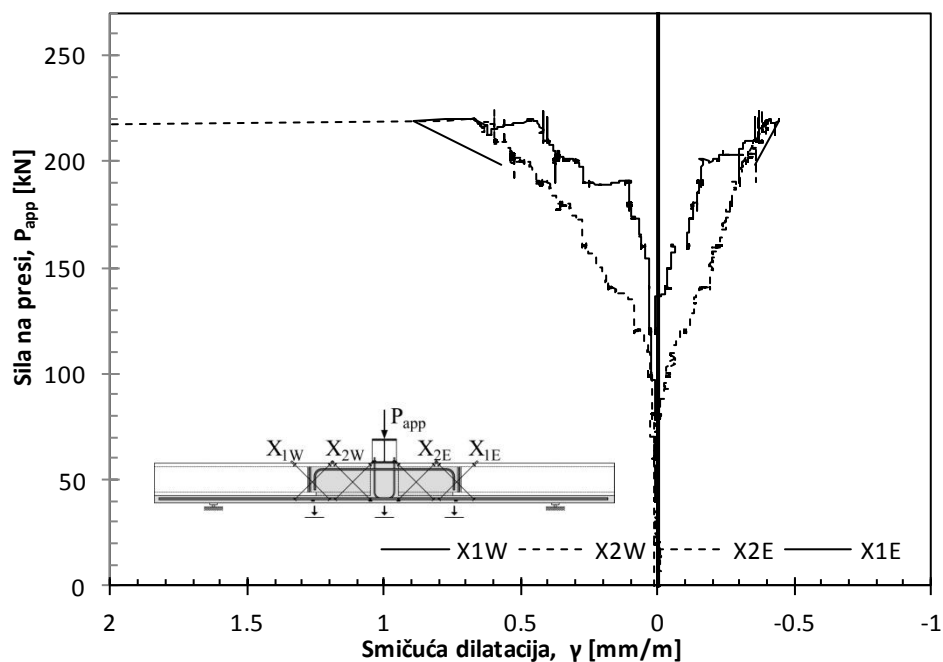
Pri opterećenju od 190 kN dolazi do formiranja kose prsline na zapadnoj strani grede u delu na kom šupljina nije popunjena naknadno ugrađenim betonom, a pri opterećenju od 200 kN i na istočnoj strani. Daljim priraštajem opterećenja je zabeleženo ubrzano širenje ovih prsline do loma pri opterećenju od 220 kN.



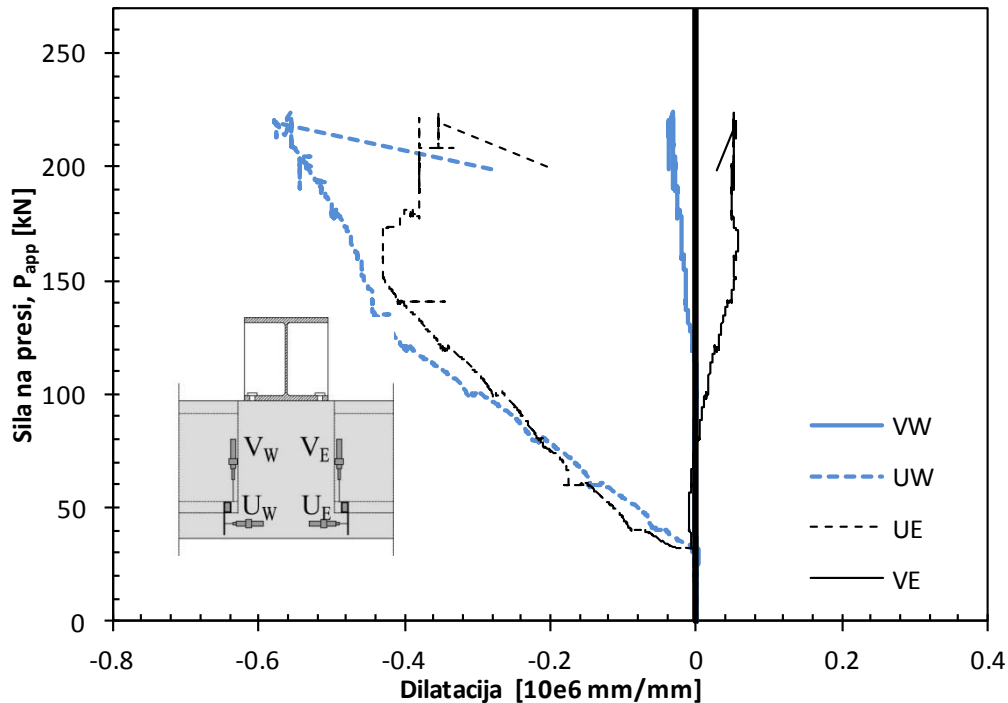
Slika P.5-1: 350-185/80-1: Dijagram sila na presi - pomeranje i promena sile u toku vremena



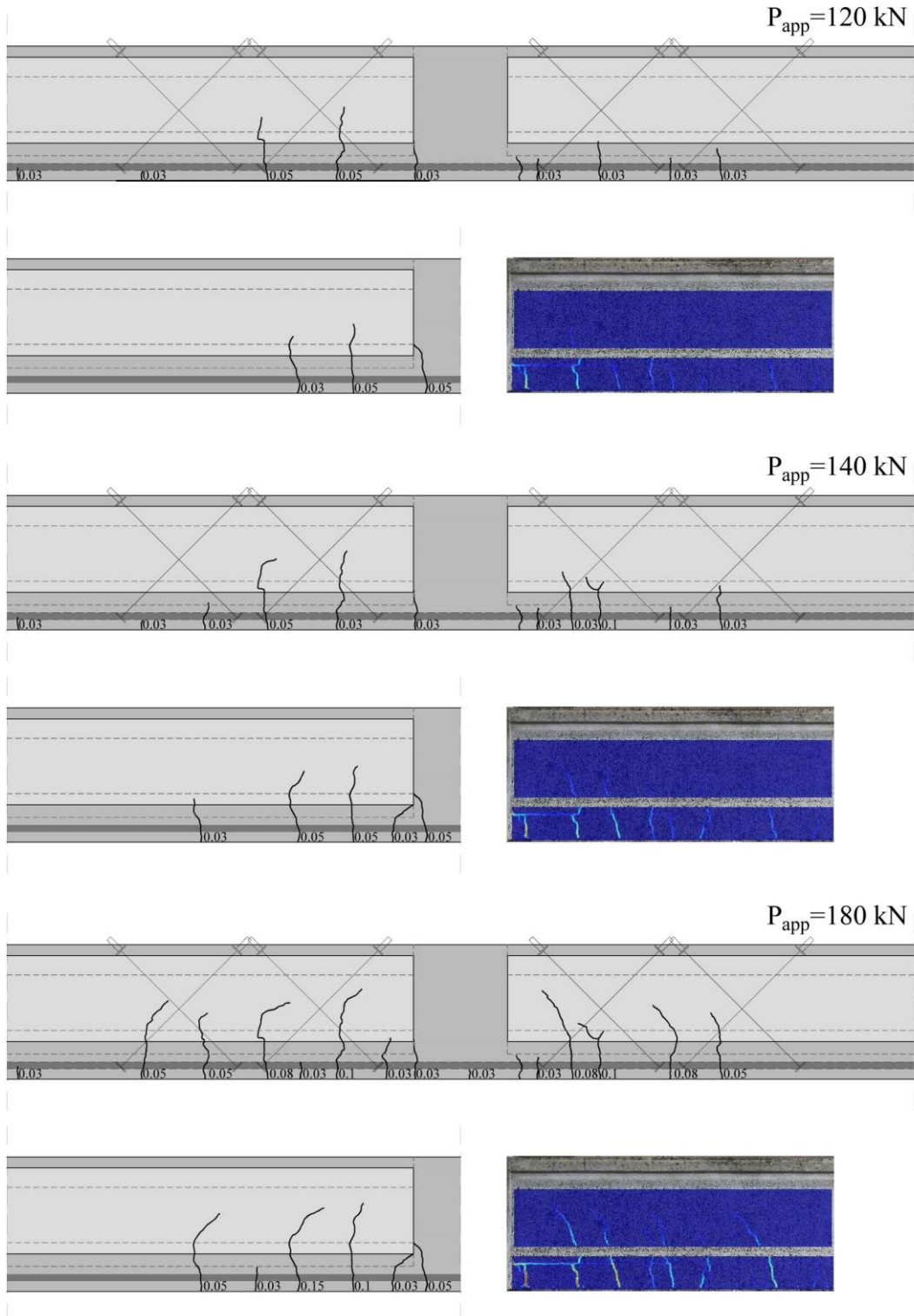
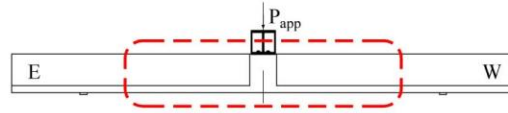
Slika P.5-2: 350-185/80-1: Dijagram izmerenih dilatacija u zategnutoj armaturi



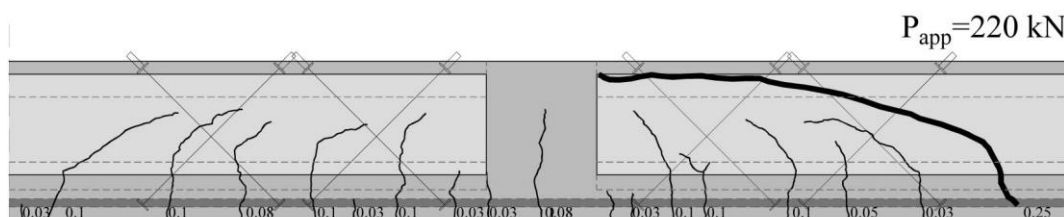
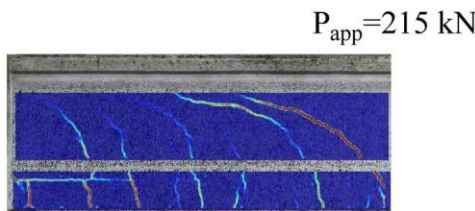
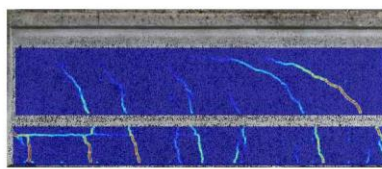
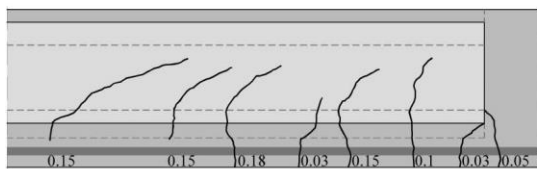
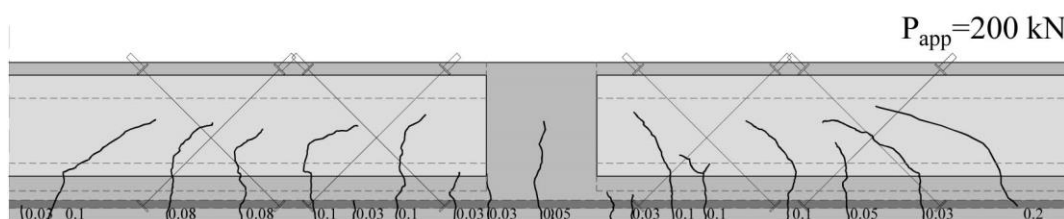
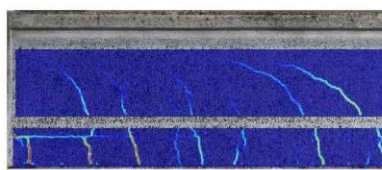
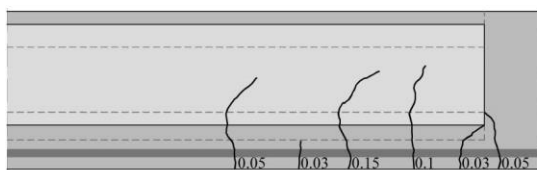
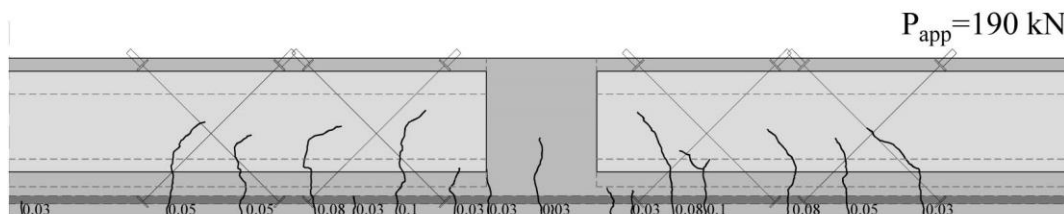
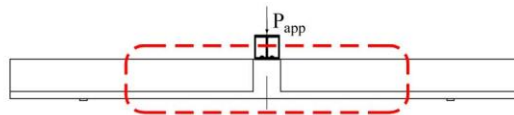
Slika P.5-3: 350-185/80-1: Dijagram izmerenih smičućih dilatacija na južnom licu grede



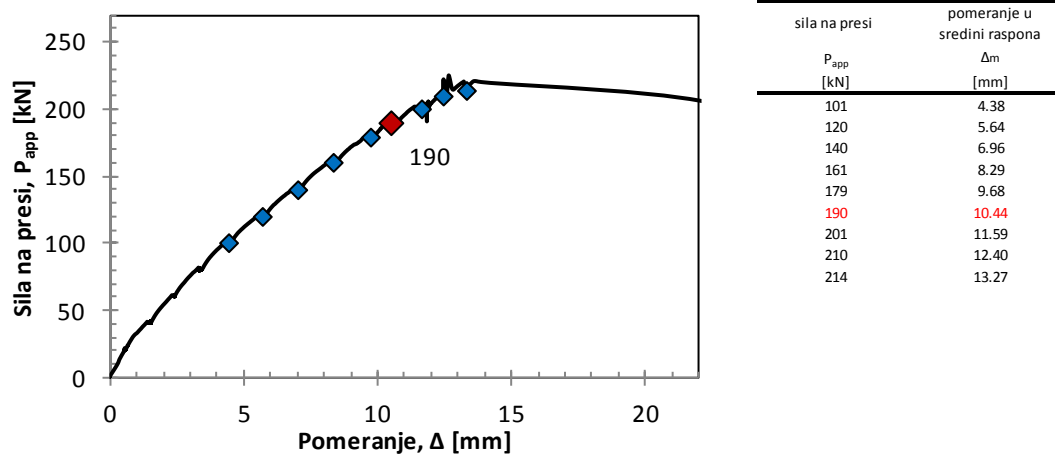
Slika P.5-4: 350-185/80-1: Dijagram izmerenih pomeranja na spoju prefabrikovanog i naknadno ugrađenog betona



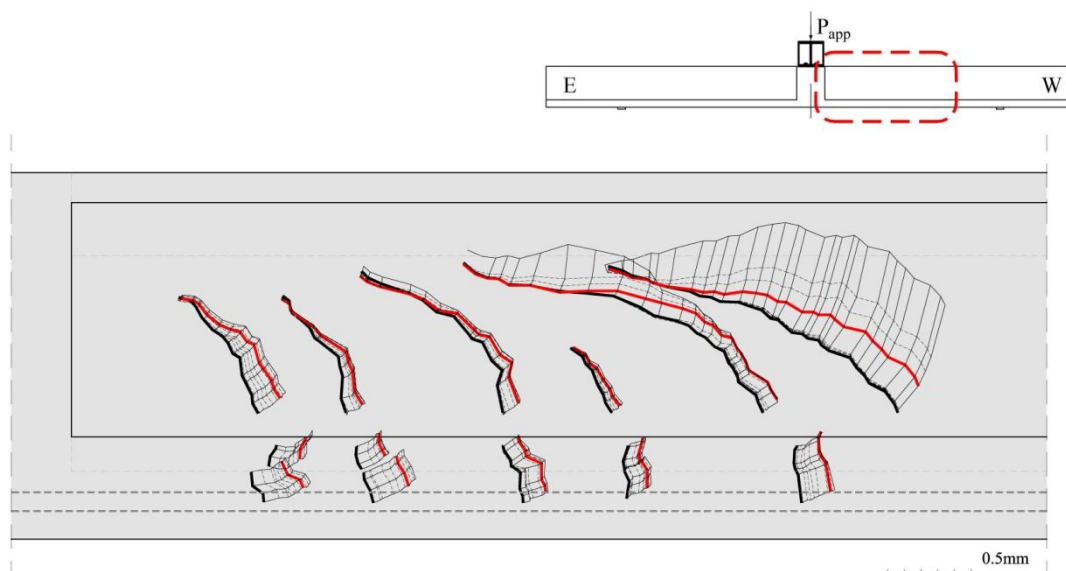
Slika P .5-5: 350-185/80-1: Prikaz prslina – deo 1



Slika P .5-6: 350-185/80-1: Prikaz prslina – deo 2



Slika P .5-7: 350-185/80-1: Prikaz opterećenja za koja su sračunata relativna pomeranja na obrazima prslina



Slika P .5-8: 350-185/80-1: Relativno pomeranje obraza prslina na zapadnoj strani severnog lica grede

(a)



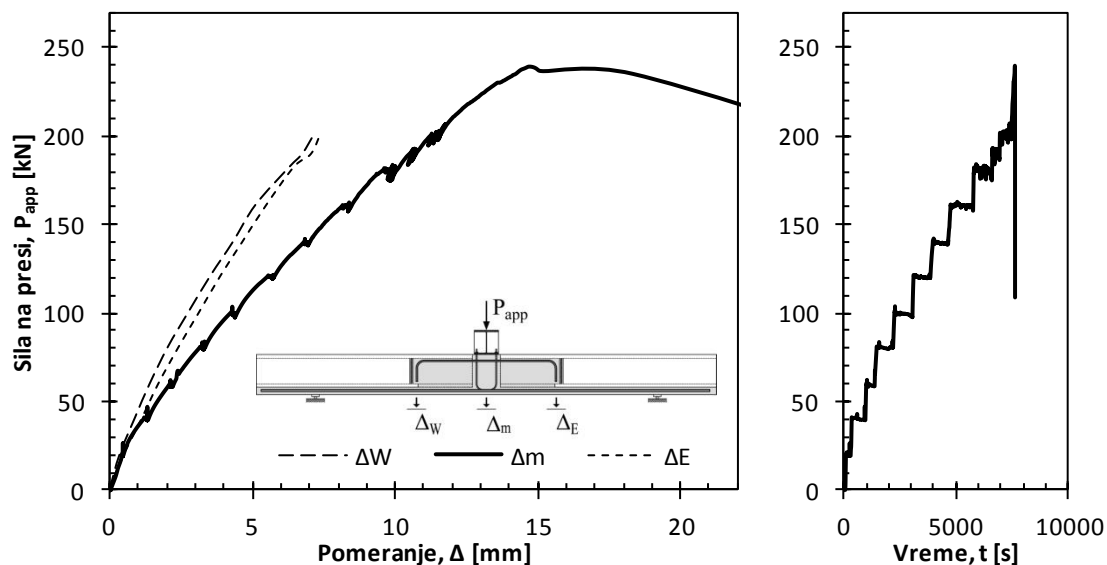
(b)



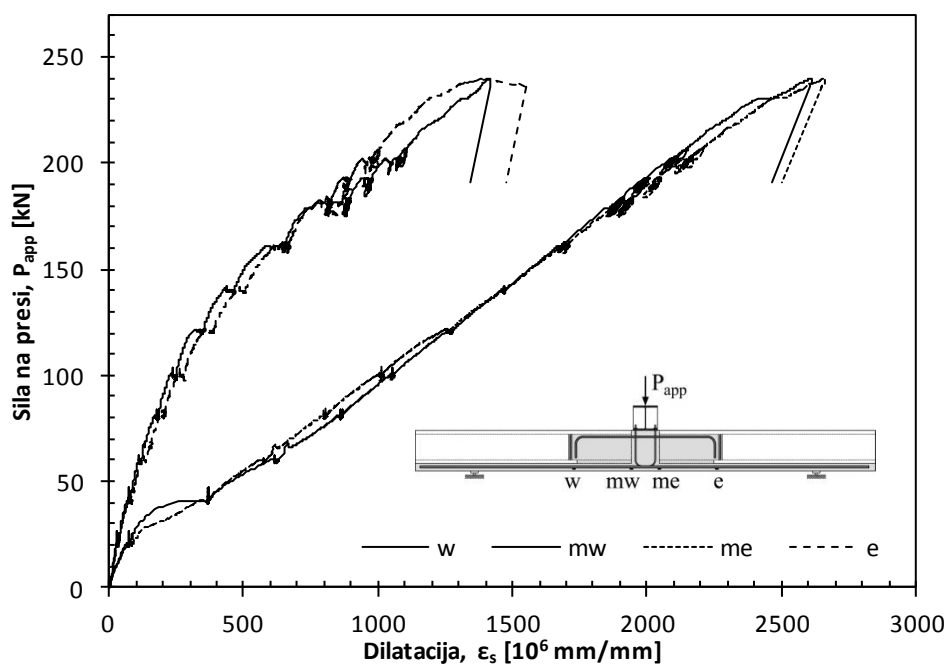
Slika P .5-9: 350-185/80-1: Prikaz prslina nakon loma grede: na južnom (a) i na severnom licu grede (b)

## P.6 GREDA 350-185/80-2

Pri opterećenju od 180 kN dolazi do formiranja prsline na zapadnoj strani grede izvan dela sa popunjenim kanalom, dok je na istočnoj strani grede formiranje prsline izvan popunjenog dela zabeleženo pri opterećenju od 190 i 200 kN u rebrima na severnom i južnom licu, respektivno. Lom grede je zabeležen pri opterećenju od 239 kN na istočnoj strani grede, na prslini koja se nalazila na granici popunjavanja šupljine.

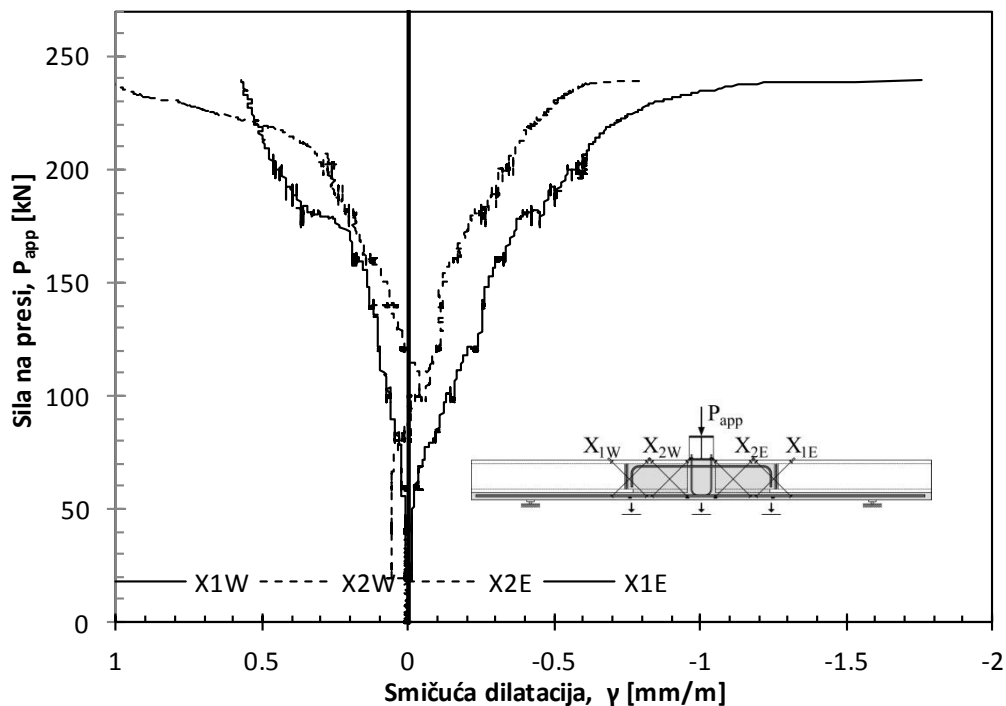


Slika P.6-1: 350-185/80-2: Dijagram sila na presi - pomeranje i promena sile u toku vremena

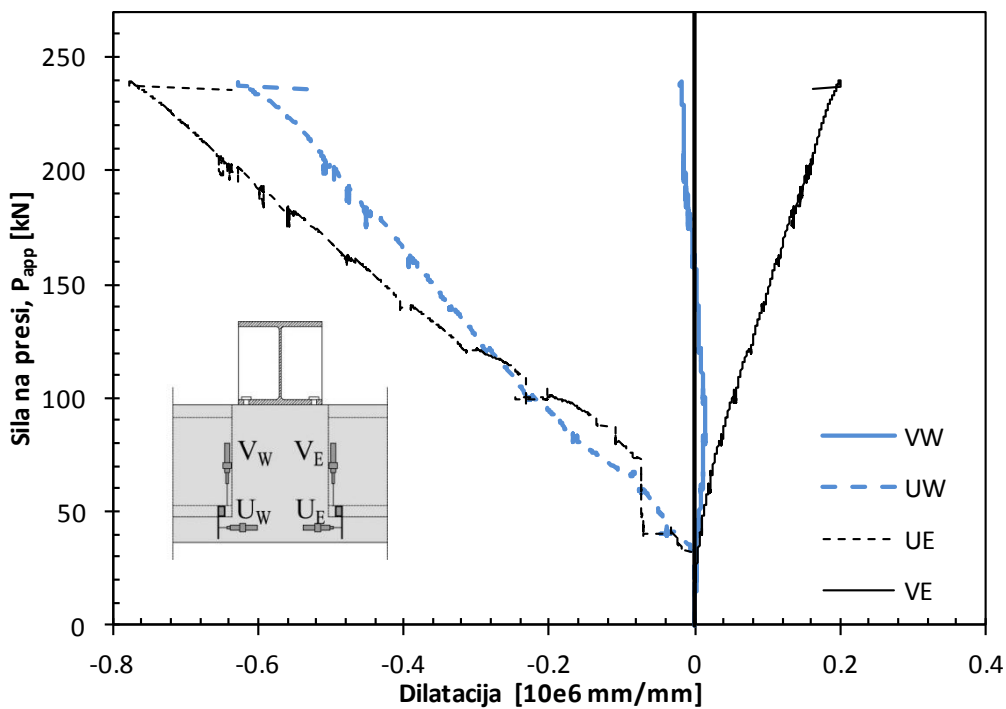


Slika P.6-2: 350-185/80-2: Dijagram izmerenih dilatacija u zategnutoj armaturi

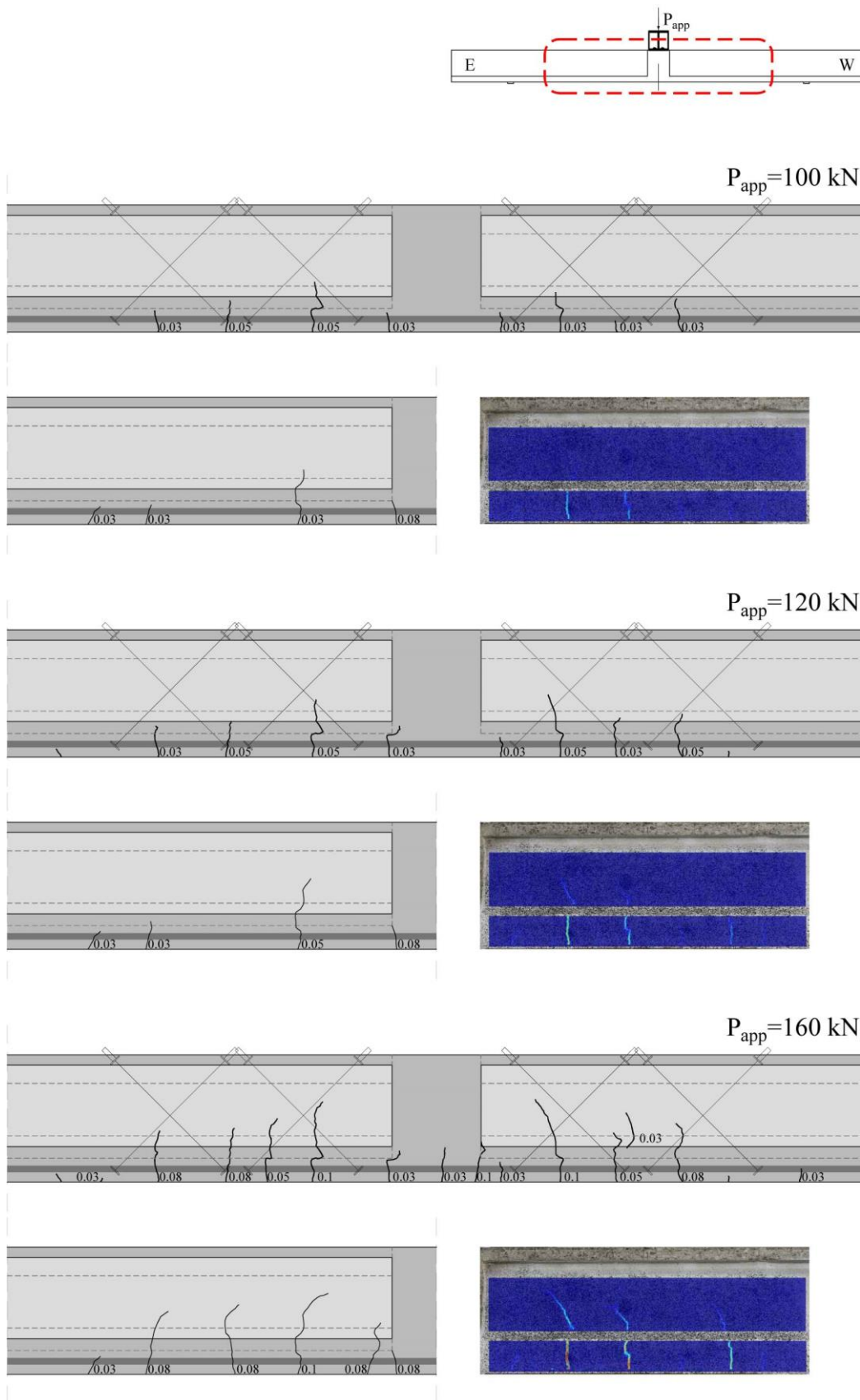




Slika P.6-3: 350-185/80-2: Dijagram izmerenih smičućih dilatacija na južnom licu grede

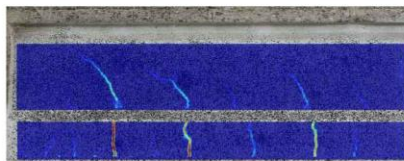


Slika P.6-4: 350-185/80-2: Dijagram izmerenih pomeranja na spoju prefabrikovanog i naknadno ugrađenog betona

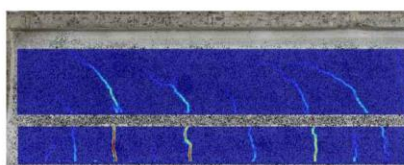
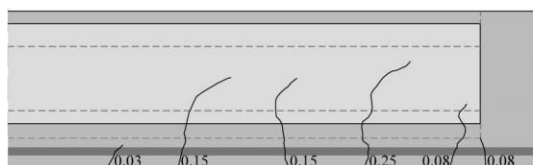
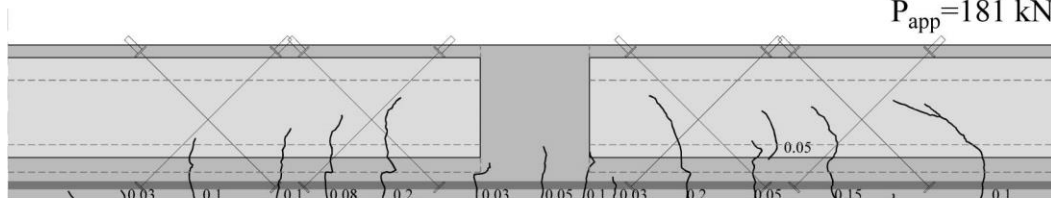


Slika P.6-5: 350-185/80-2: Prikaz prslina – deo 1

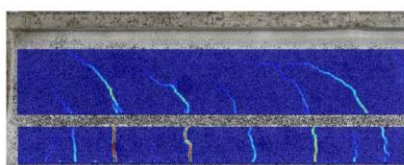
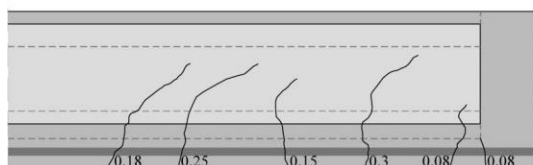
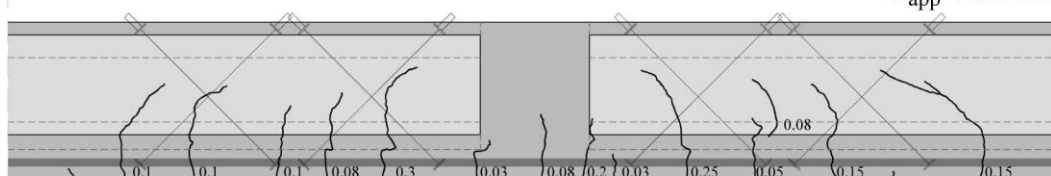
$P_{app}=180 \text{ kN}$



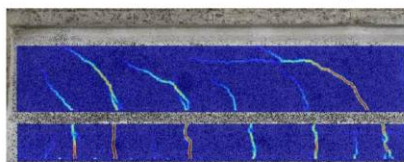
$P_{app}=181 \text{ kN}$



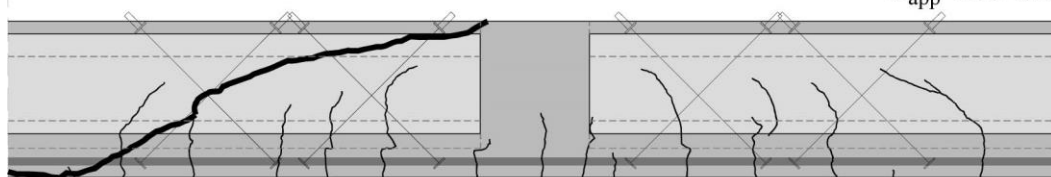
$P_{app}=200 \text{ kN}$



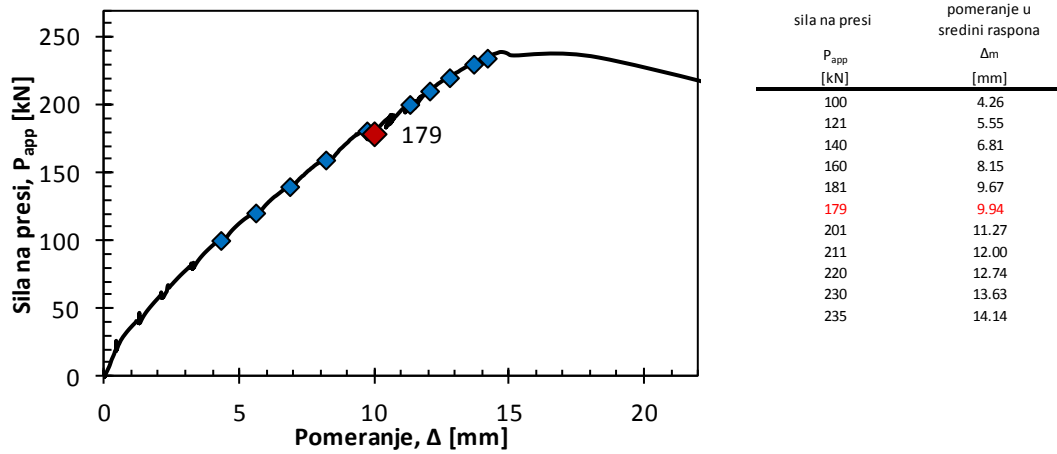
$P_{app}=235 \text{ kN}$



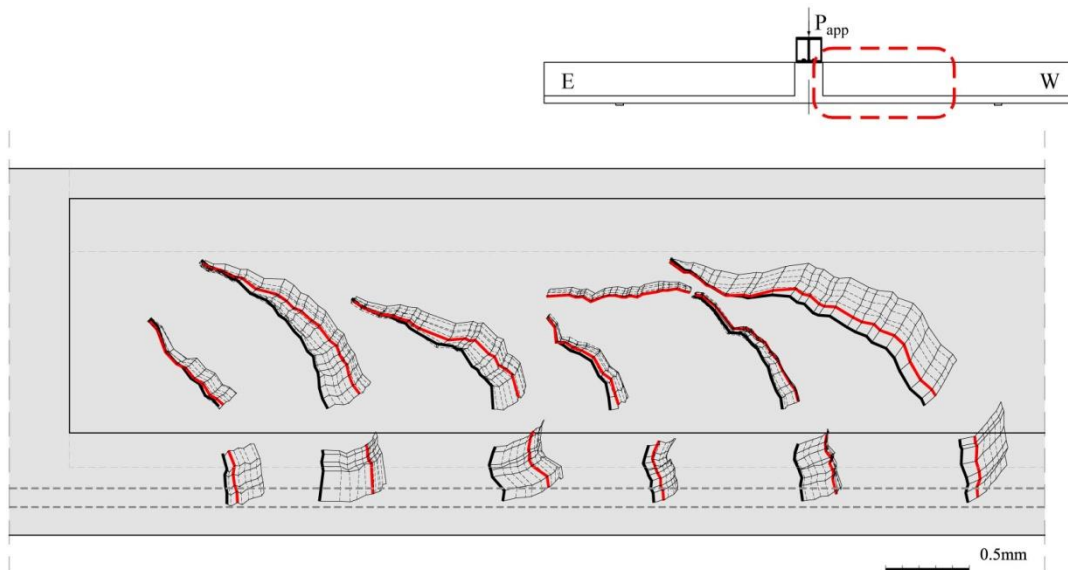
$P_{app}=239 \text{ kN}$



Slika P .6-6: 350-185/80-2: Prikaz prslina – deo 2



Slika P .6-7: 350-185/80-2: Prikaz opterećenja za koja su sračunata relativna pomeranja na obrazima prslina



Slika P .6-8: 350-185/80-2: Relativno pomeranje obraza prslina na zapadnoj strani severnog lica grede

(a)



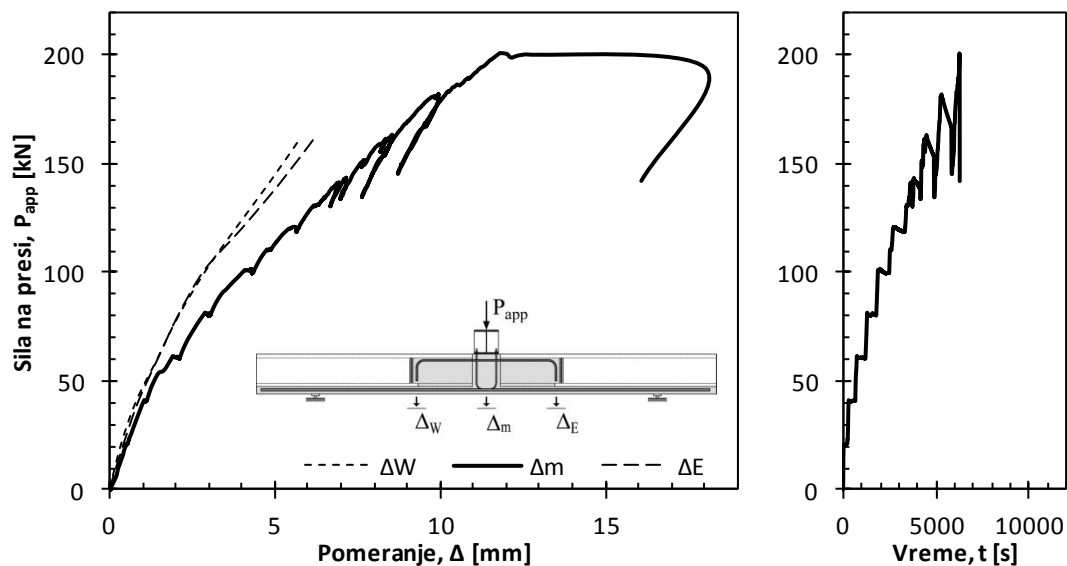
(b)



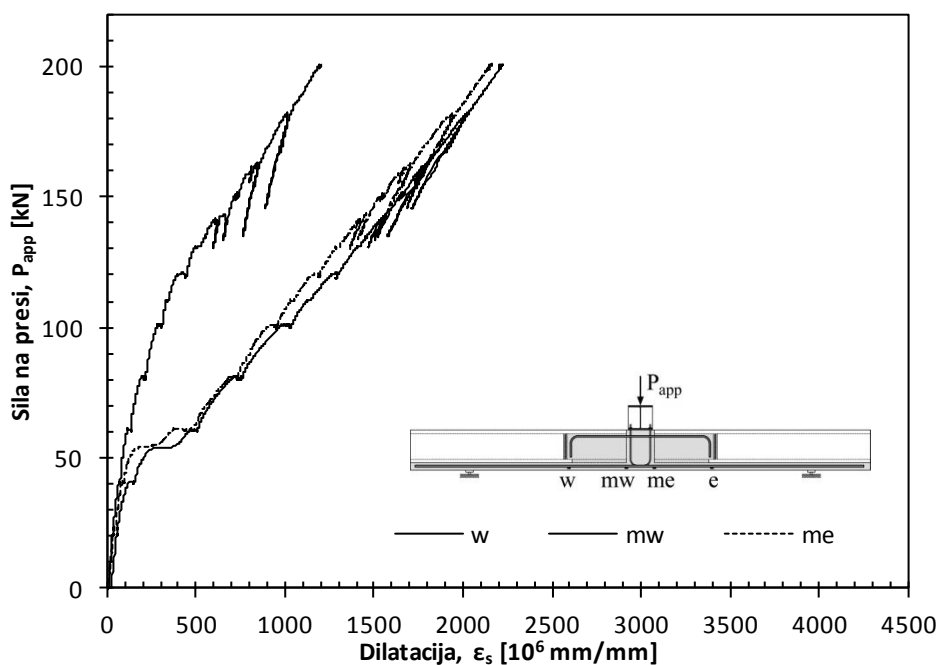
Slika P .6-9: 350-185/80-2: Prikaz prslina nakon loma grede: na južnom (a) i na severnom licu grede (b)

## P.7 GREDA 350D-185/80

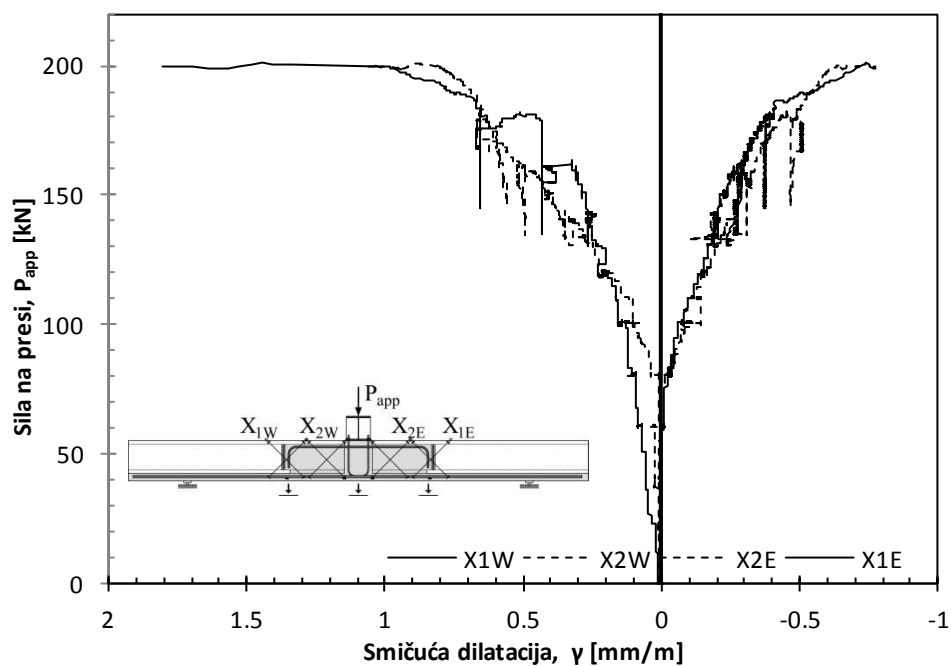
Pri opterećenju od 180 kN prve prsline na neošupljenom delu grede propagiraju u rebro. Lom grede je zabeležen pri opterećenju od 201 kN, spajanjem poslednje formirane prsline na zapadnom delu grede sa prethodno formiranim smičućim prslinama.



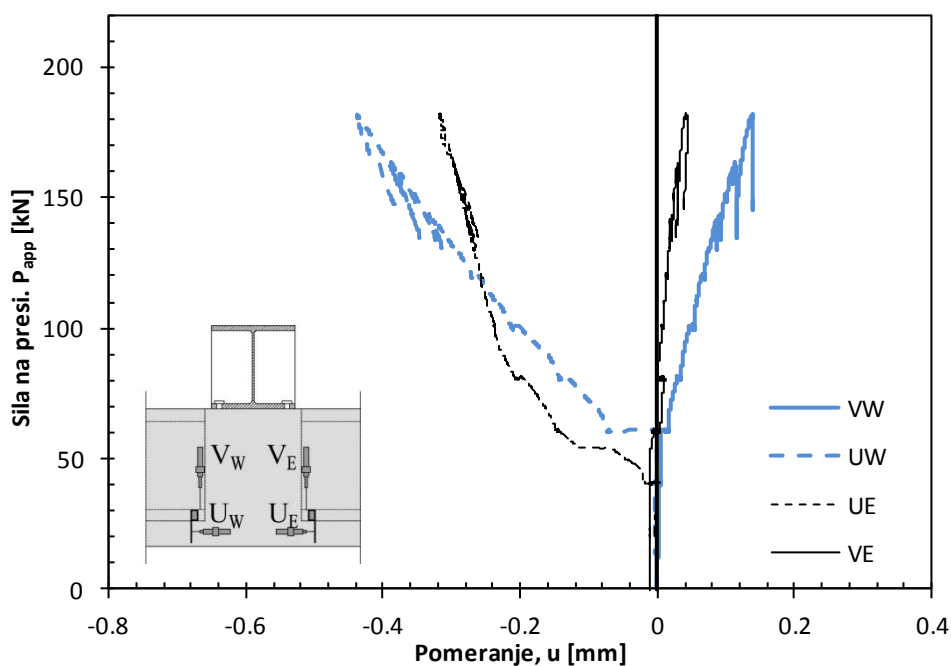
Slika P.7-1: 350D-185/80: Dijagram sila na presi - pomeranje i promena sile u toku vremena



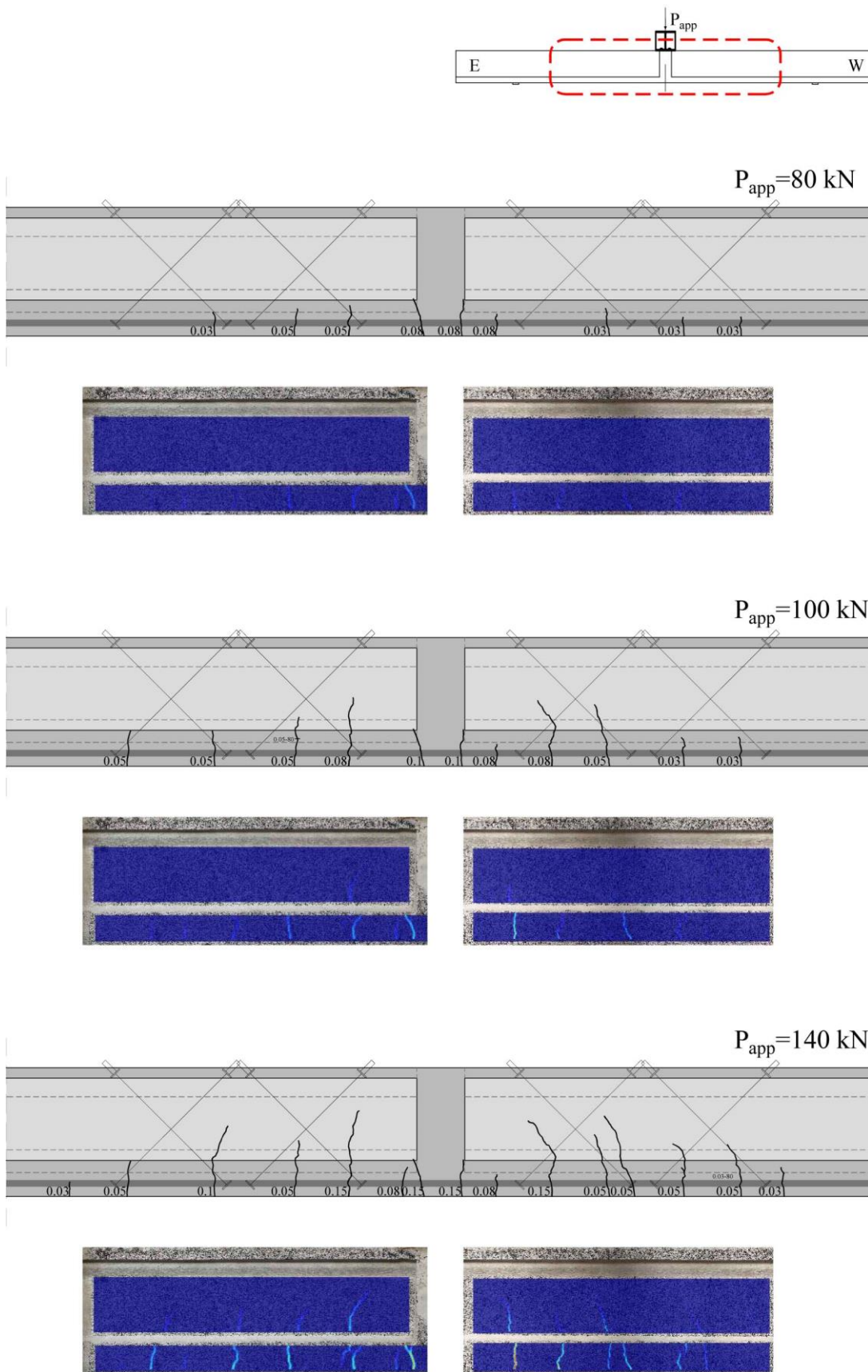
Slika P.7-2: 350D-185/80: Dijagram izmerenih dilatacija u zategnutoj armaturi



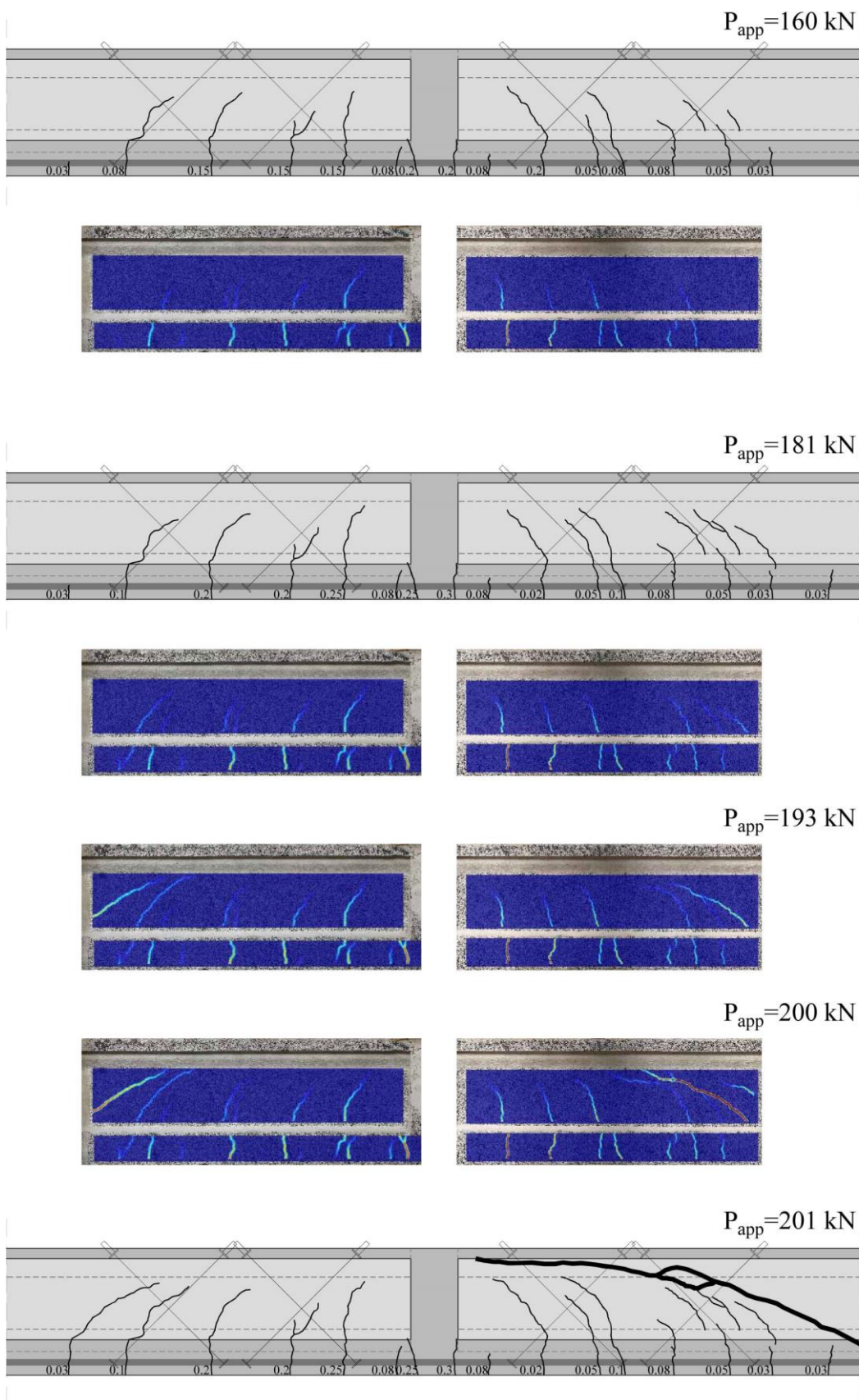
Slika P.7-3: 350D-185/80: Dijagram izmerenih smičućih dilatacija na južnom licu grede



Slika P.7-4: 350D-185/80: Dijagram izmerenih pomeranja na spoju prefabrikovanog i naknadno ugrađenog betona

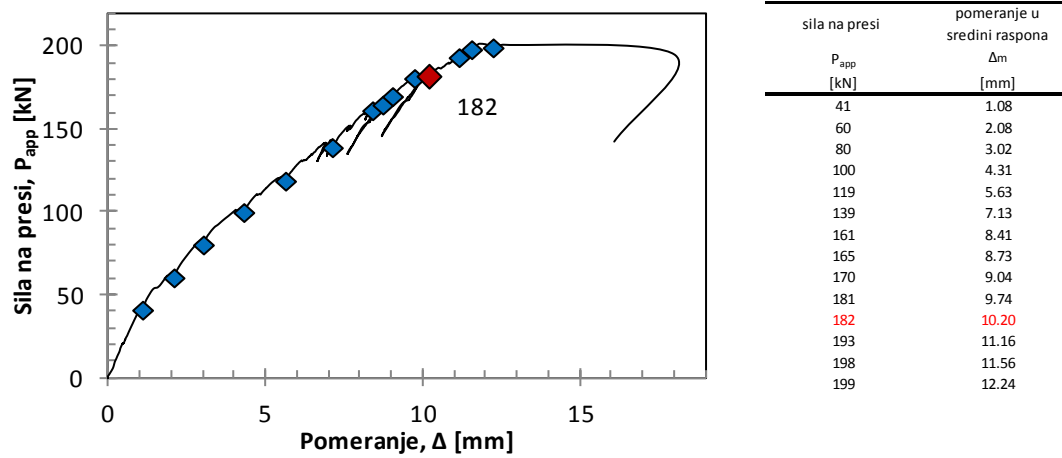


Slika P.7-5: 350D-185/80: Prikaz prslina – deo 1

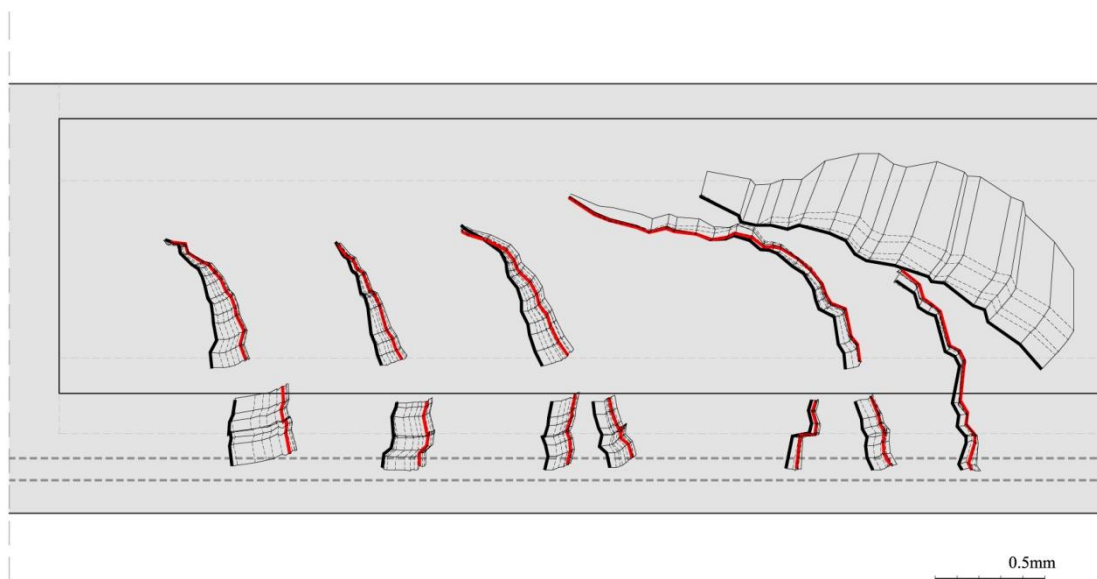
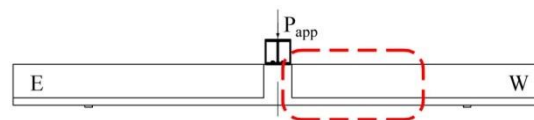


Slika P.7-6: 350D-185/80: Prikaz prslina – deo 2

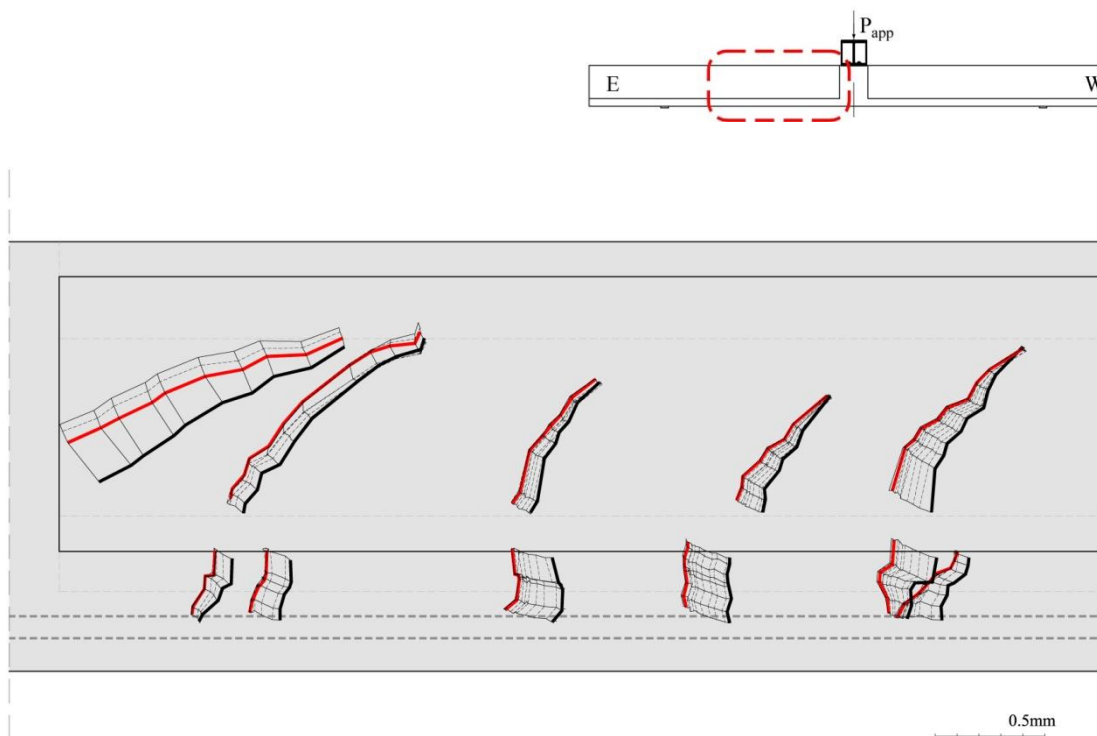




Slika P.7-7: 350D-185/80: Prikaz opterećenja za koja su sračunata relativna pomeranja na obrazima prslina



Slika P.7-8: 350D-185/80: Relativno pomeranje obraza prslina na zapadnoj strani severnog lica grede



*Slika P .7-9: 350D-185/80: Računsko relativno pomeranje obraza prsline na istočnoj strani severnog lica grede*



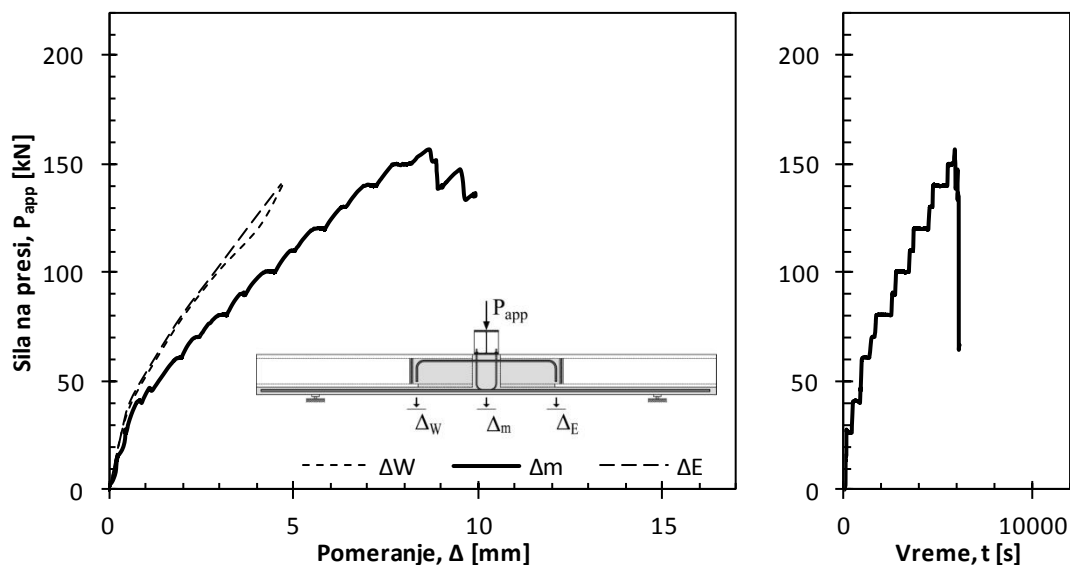
*Slika P .7-10: 350D-185/80: Prikaz prsline na južnom licu grede nakon loma*



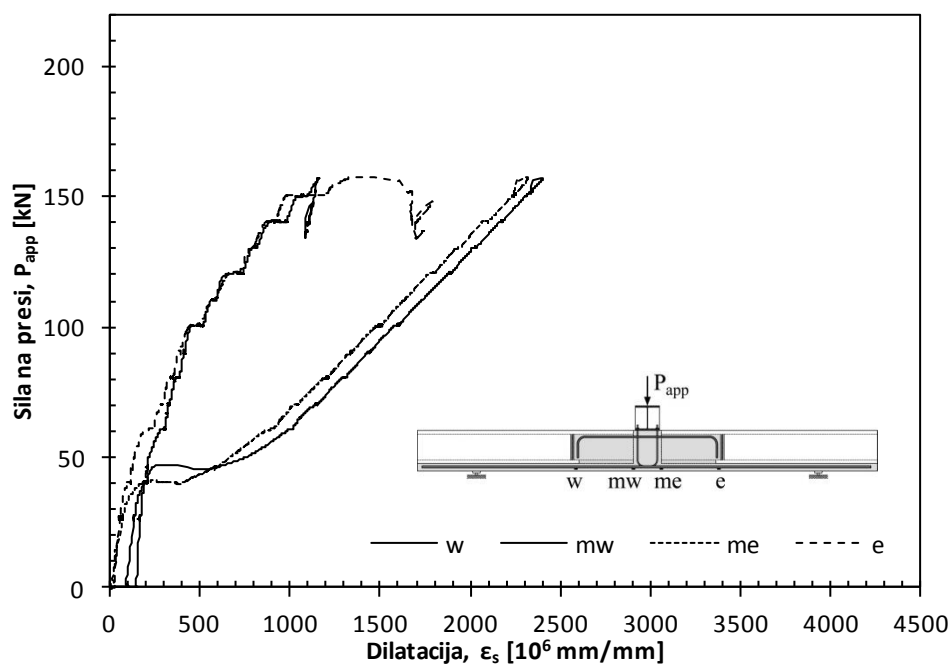
*Slika P .7-11: 350D-185/80: Prikaz prsline na severnom licu grede nakon loma*

## P.8 GREDA 265-135/65-3

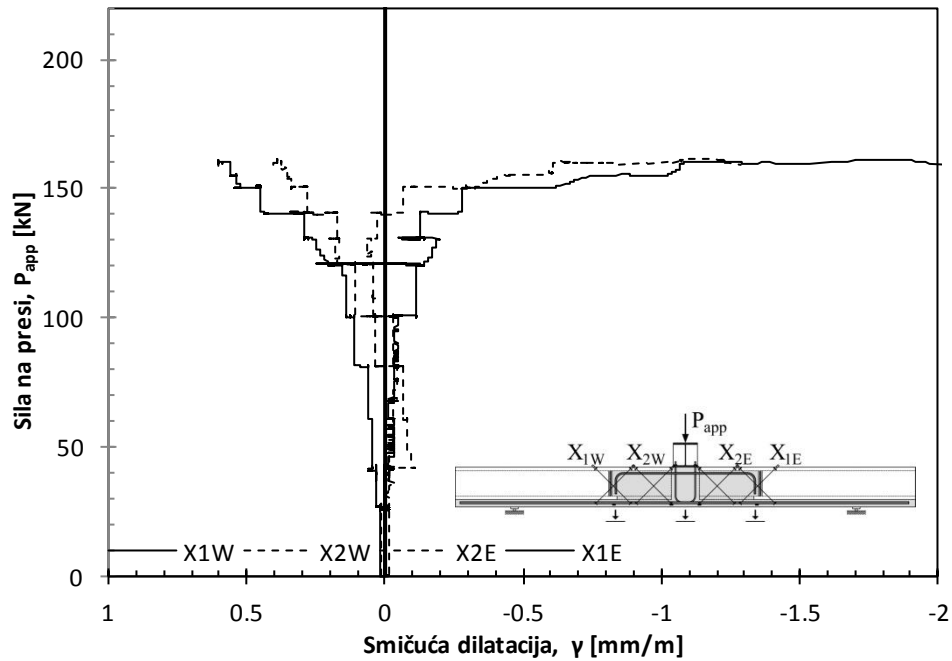
Pri opterećenju od 120 kN, formirana je diskontinualna prslina usled savijanja na istočnoj strani severnog lica grede. Na južnom licu grede prslina je bila kontinualna. Pri opterećenju od 150 kN, uočen je početak delaminacije na prethodno formiranoj diskontinualnoj prslini. Lom je zabeležen pri 7 kN većem opterećenju, progresivnom delaminacijom po spoju.



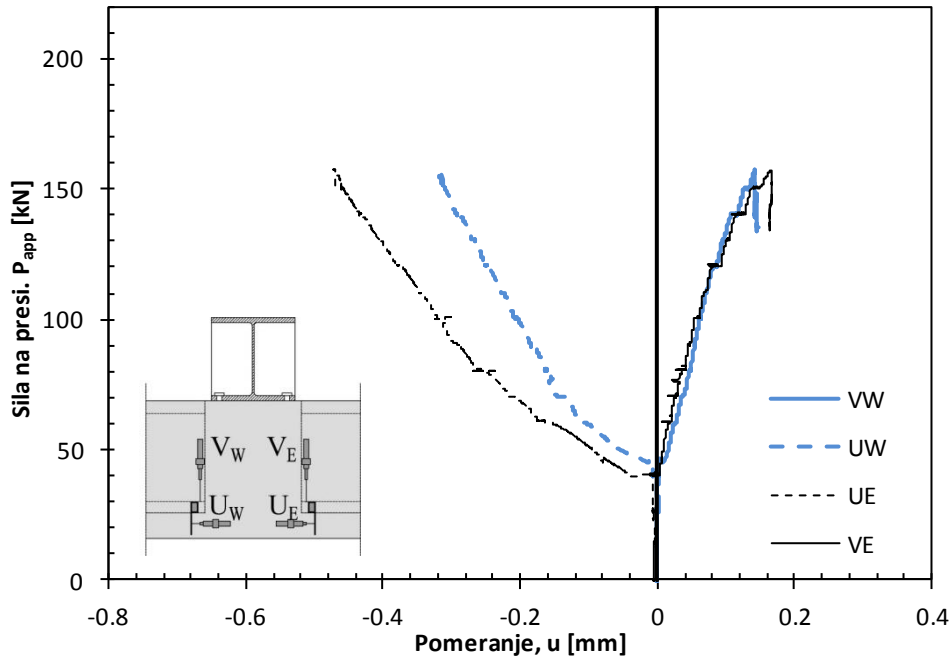
Slika P.8-1: 265-135/65-3: Dijagram sila na presi - pomeranje i promena sile u toku vremena



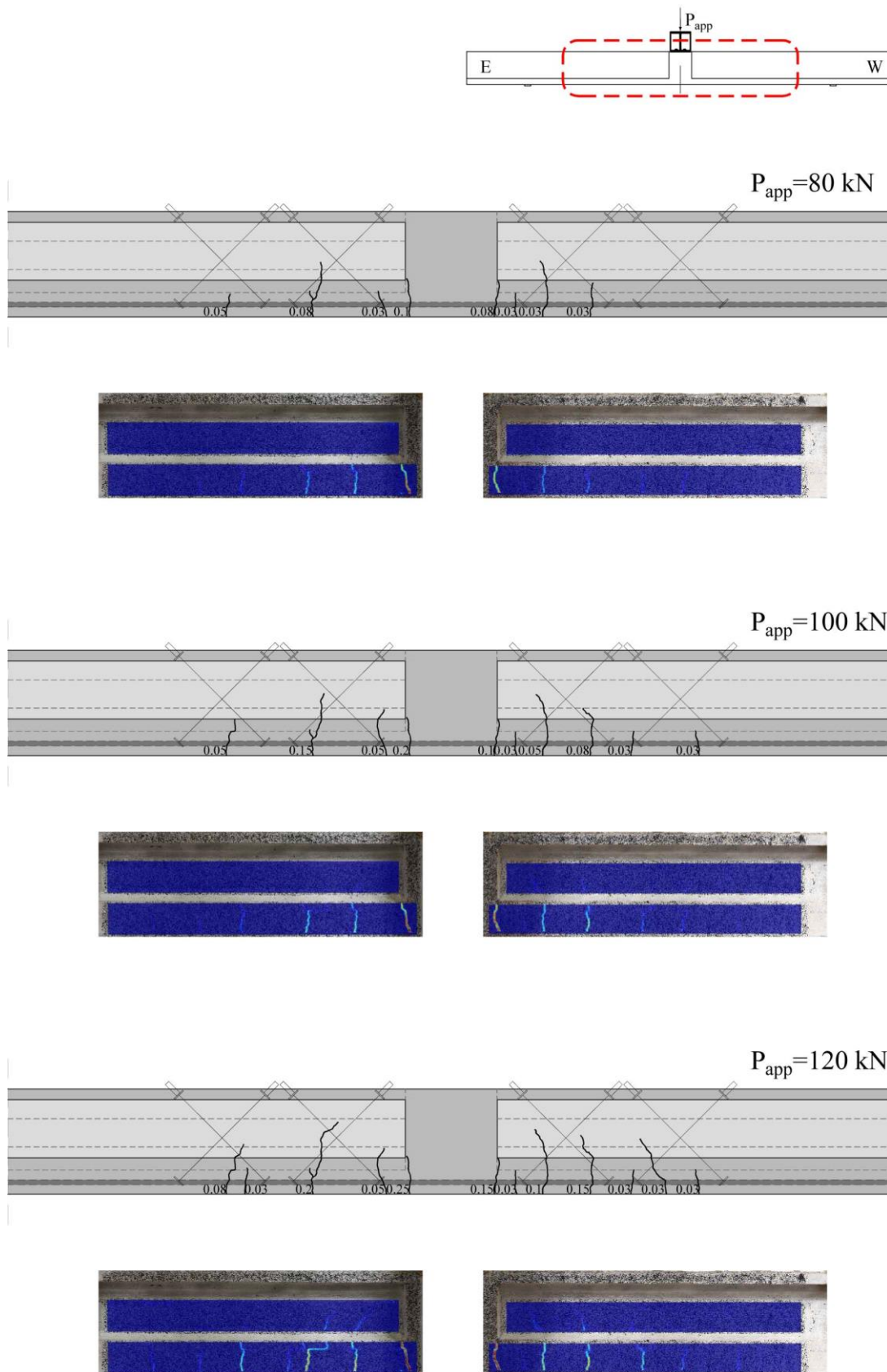
Slika P.8-2: 265-135/65-3: Dijagram izmerenih dilatacija u zategnutoj armaturi



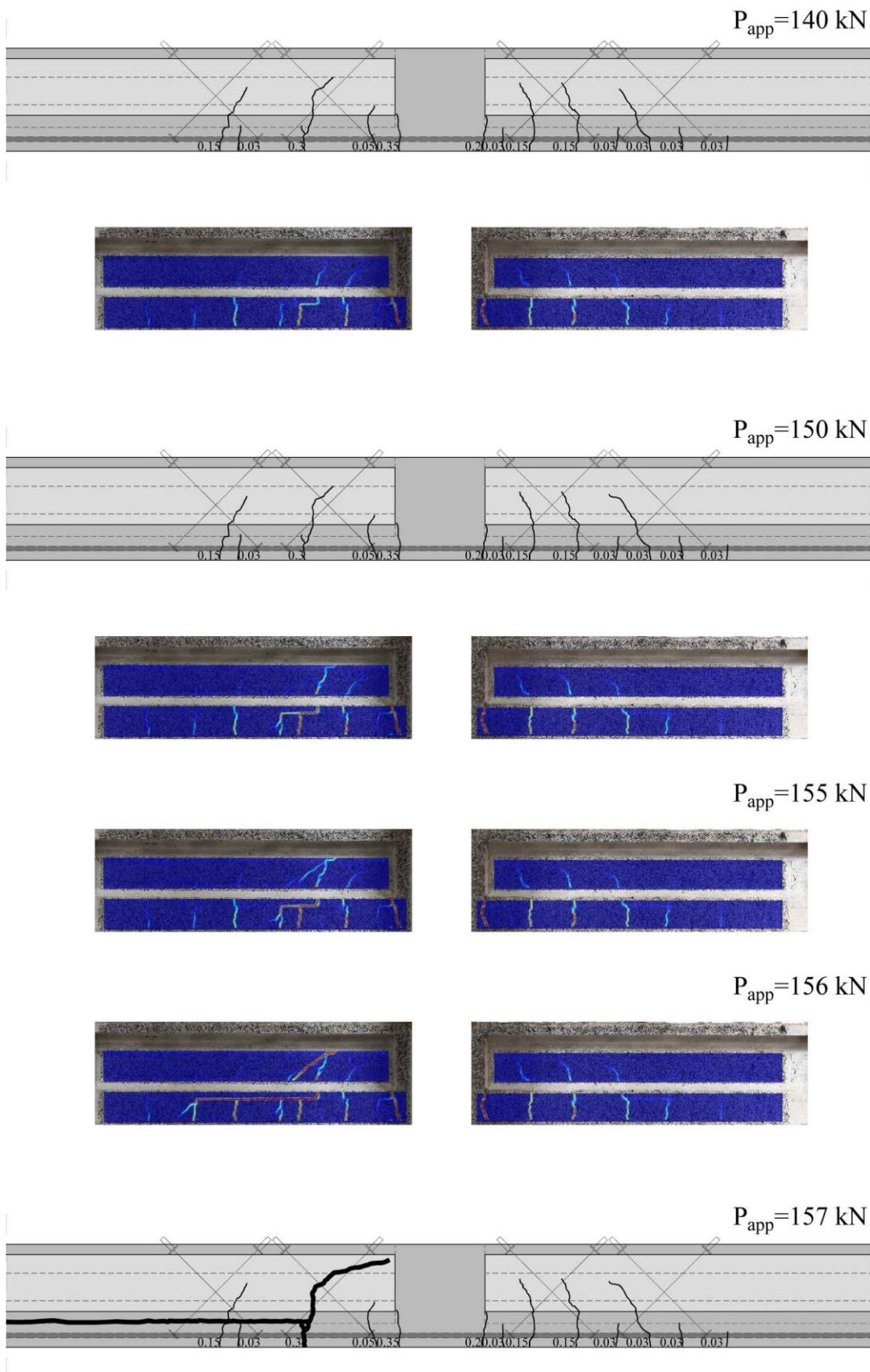
Slika P.8-3: 265-135/65-3: Dijagram izmerenih smičućih dilatacija na južnom licu grede



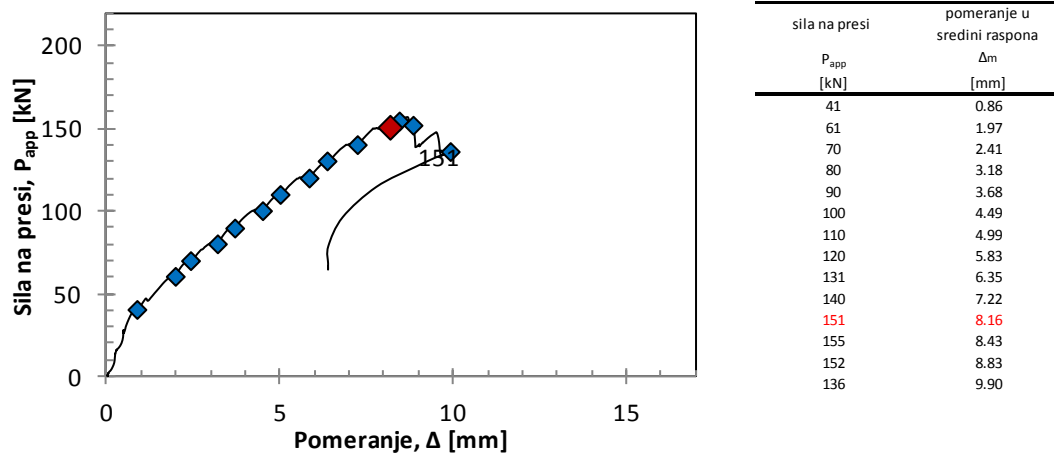
Slika P.8-4: 265-135/65-3: Dijagram izmerenih pomeranja na spoju prefabrikovanog i naknadno ugrađenog betona



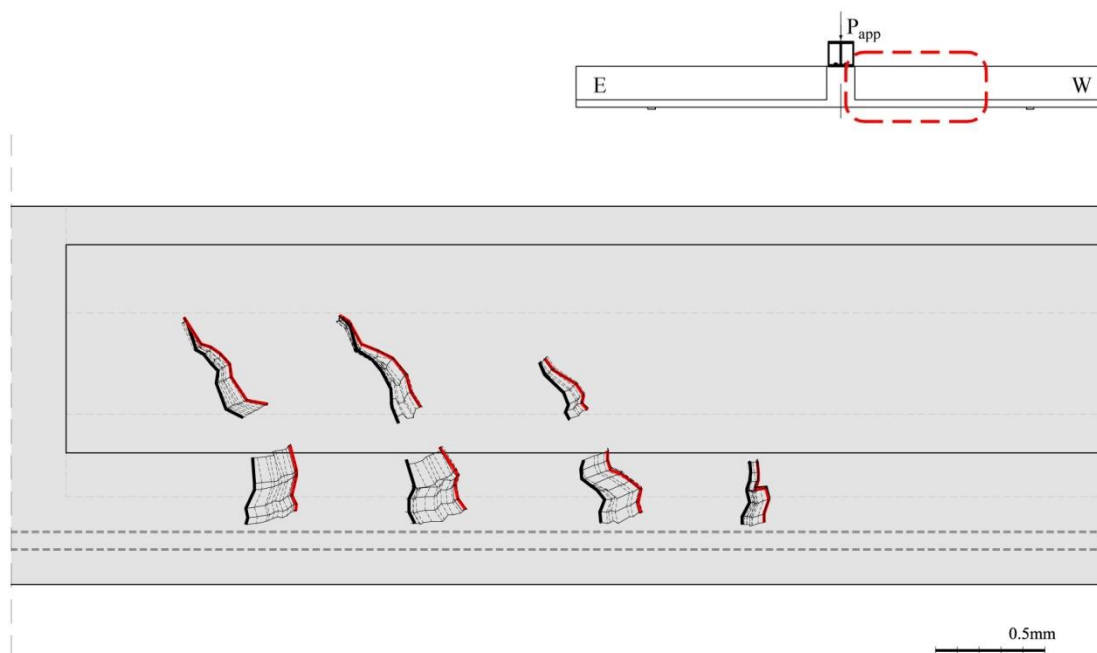
Slika P .8-5: 265-135/65-3: Prikaz prslina – deo 1



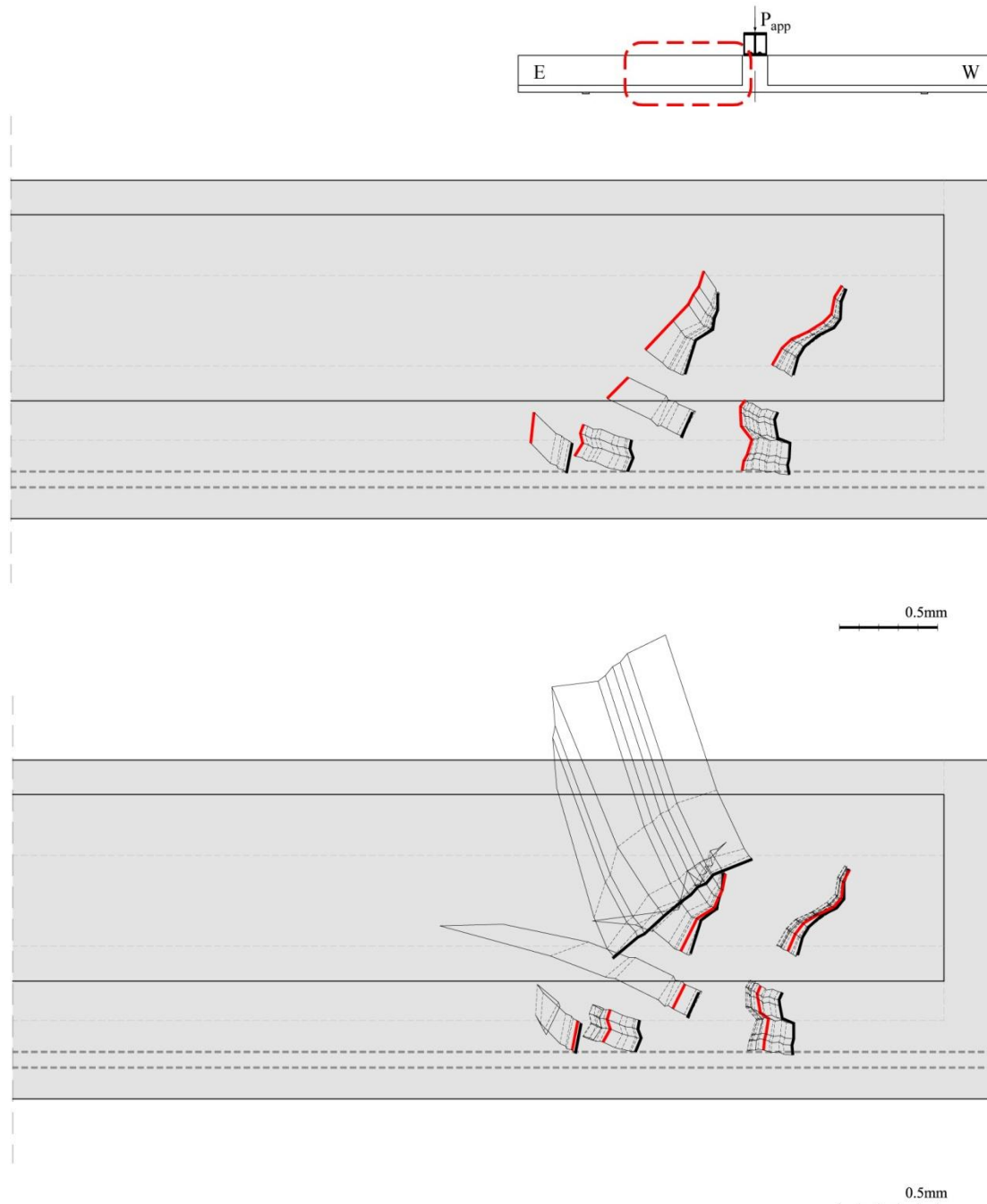
Slika P .8-6: 265-135/65-3: Prikaz prslina – deo 2



Slika P.8-7: 265-135/65-3: Prikaz opterećenja za koja su sračunata relativna pomeranja na obrazima prslina



Slika P.8-8: 265-135/65-3: Računsko relativno pomeranje obraza prsline na zapadnoj strani severnog lica grede



Slika P .8-9: 265-135/65-3: Računsko relativno pomeranje obraza prsline na zapadnoj strani severnog lica grede pri opterećenju na presi: do 150 kN (a) i do loma (b)

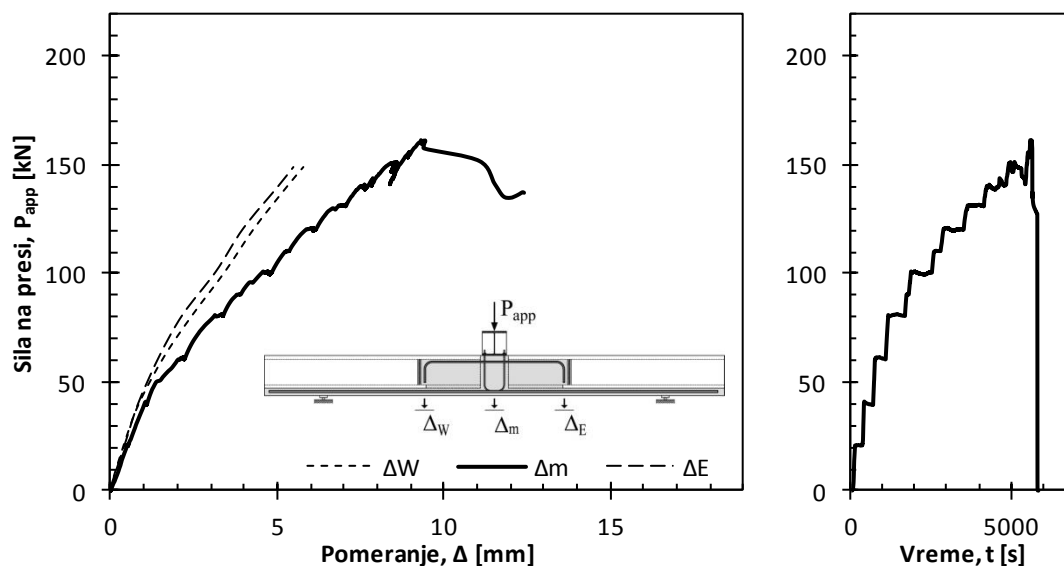


Slika P .8-10: 265-135/65-3: Prikaz prslina na južnom licu grede nakon loma

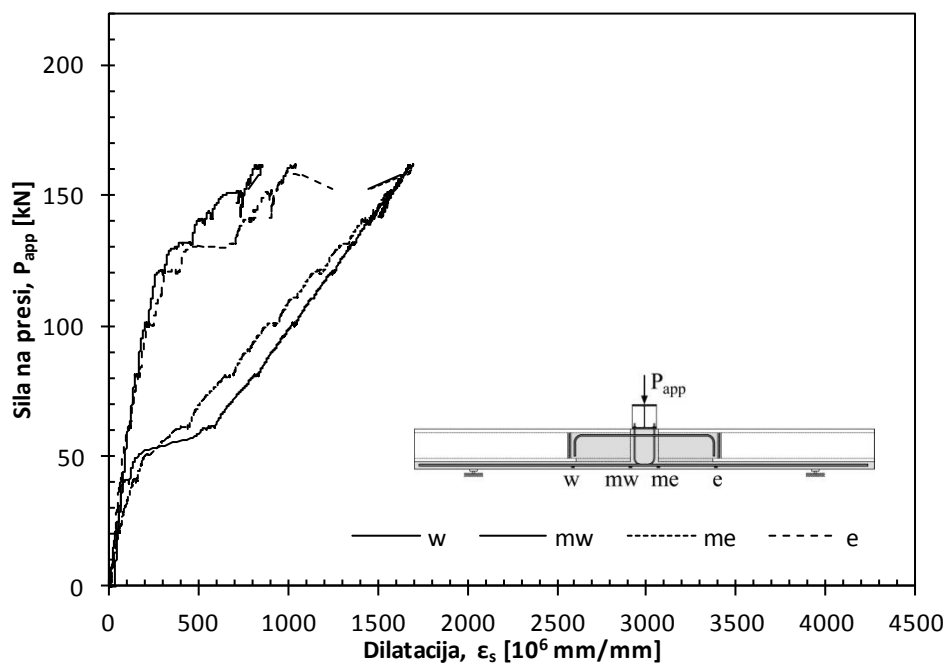


## P.9 GREDA 350-185/35

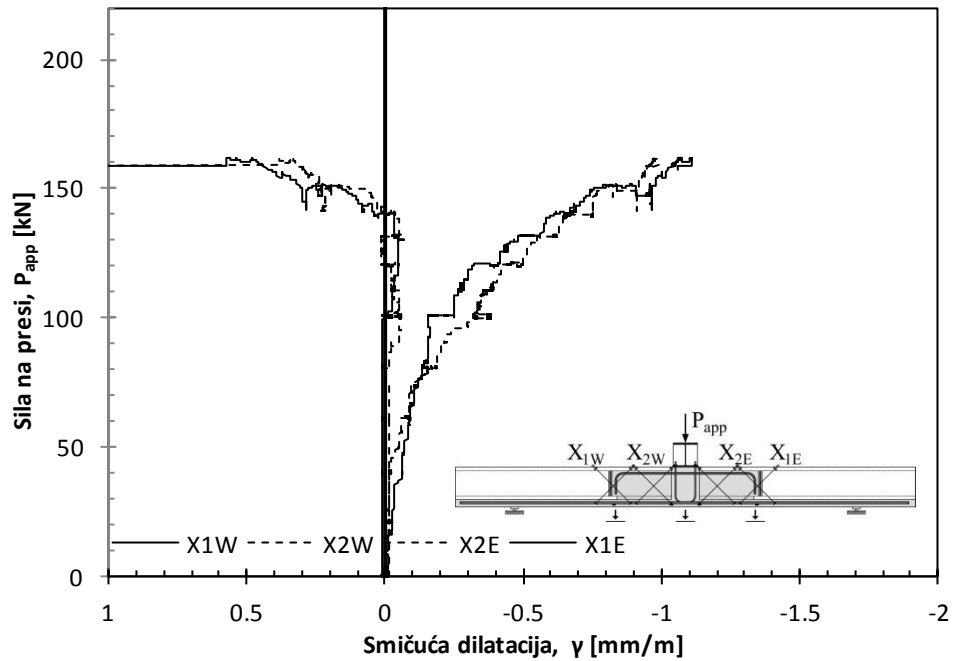
Formiranje diskontinualne prsline usled savijanja je uočeno pri opterećenju od 120 kN na zapadnoj strani grede. Nastavak delaminacije je uočen pri opterećenju u iznosu od 140 kN, a lom je zabeležen na novoformiranoj smičućoj prslini pri sili na presi od 162 kN.



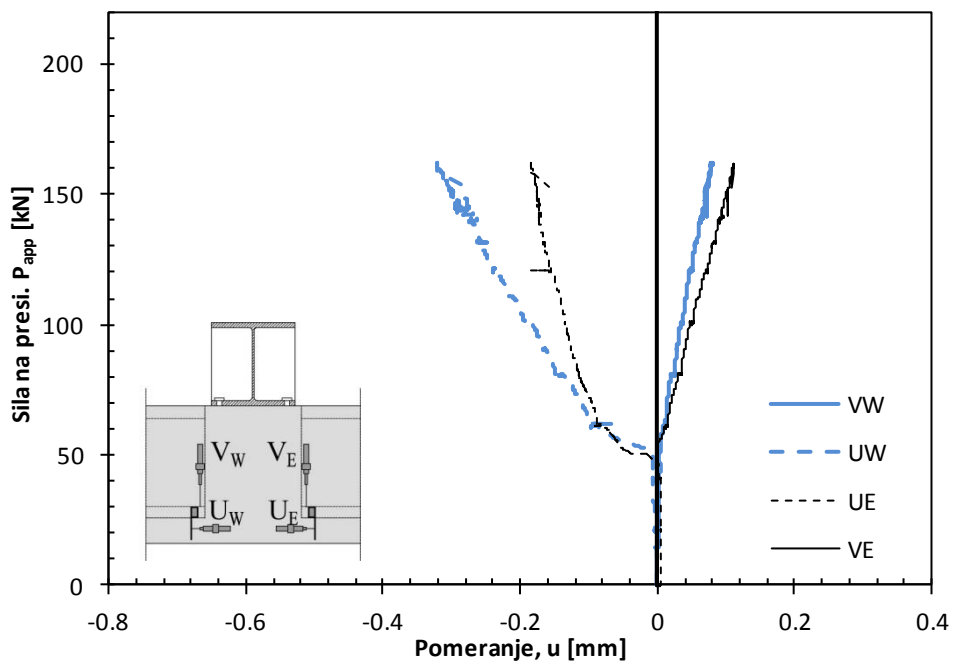
Slika P.9-1: 350-185/35: Dijagram sila na presi - pomeranje i promena sile u toku vremena



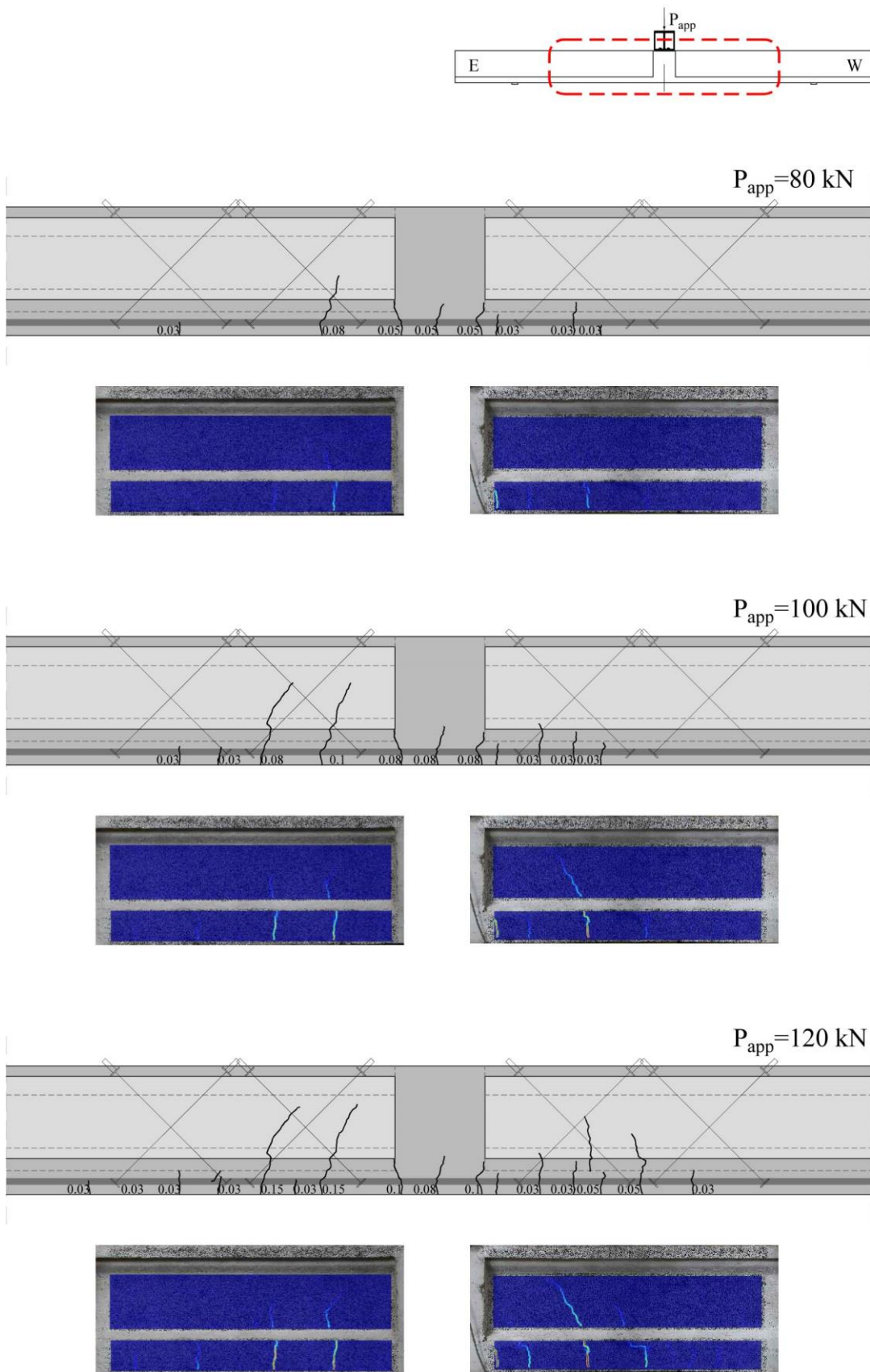
Slika P.9-2: 350-185/35: Dijagram izmerenih dilatacija u zategnutoj armaturi



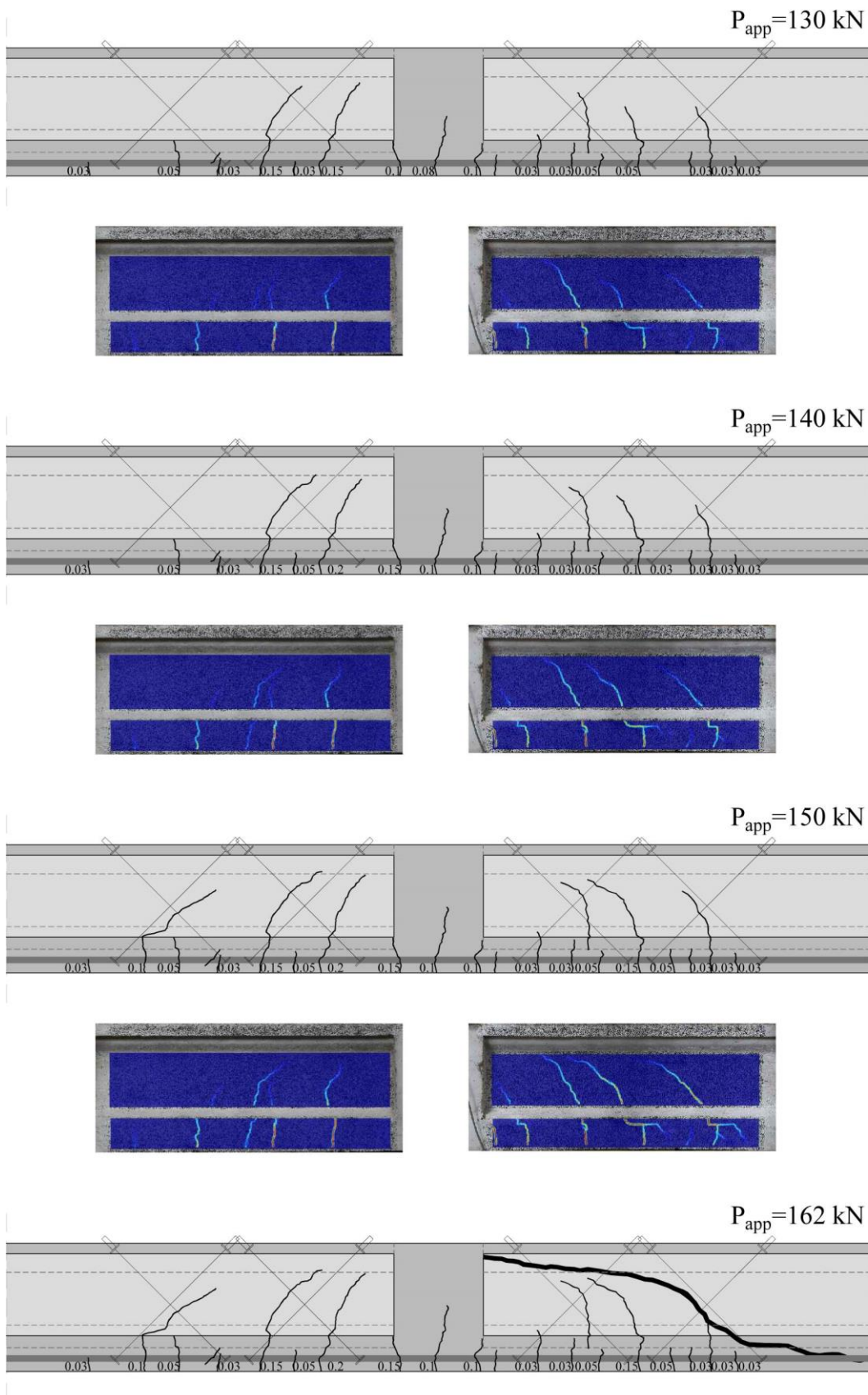
Slika P.9-3: 350-185/35: Dijagram izmerenih smičućih dilatacija na južnom licu grede



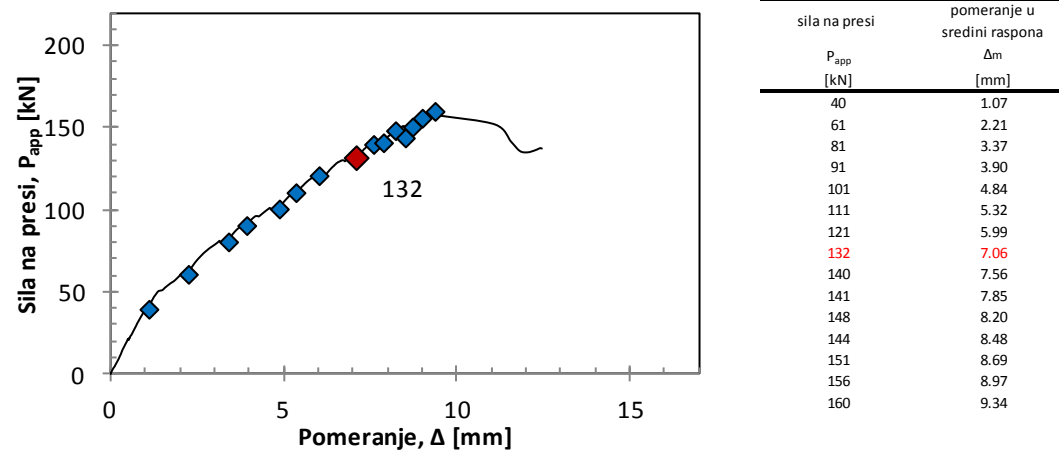
Slika P.9-4: 350-185/35: Dijagram izmerenih pomeranja na spoju prefabrikovanog i naknadno ugrađenog betona



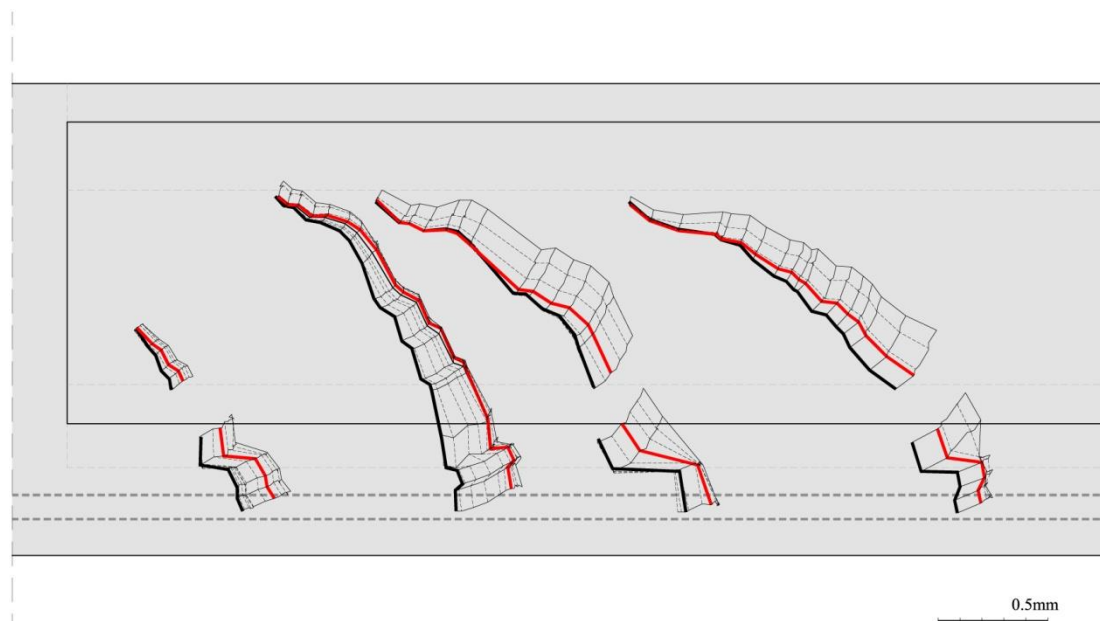
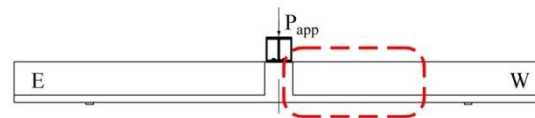
Slika P.9-5: 350-185/35: Prikaz prslina – deo 1



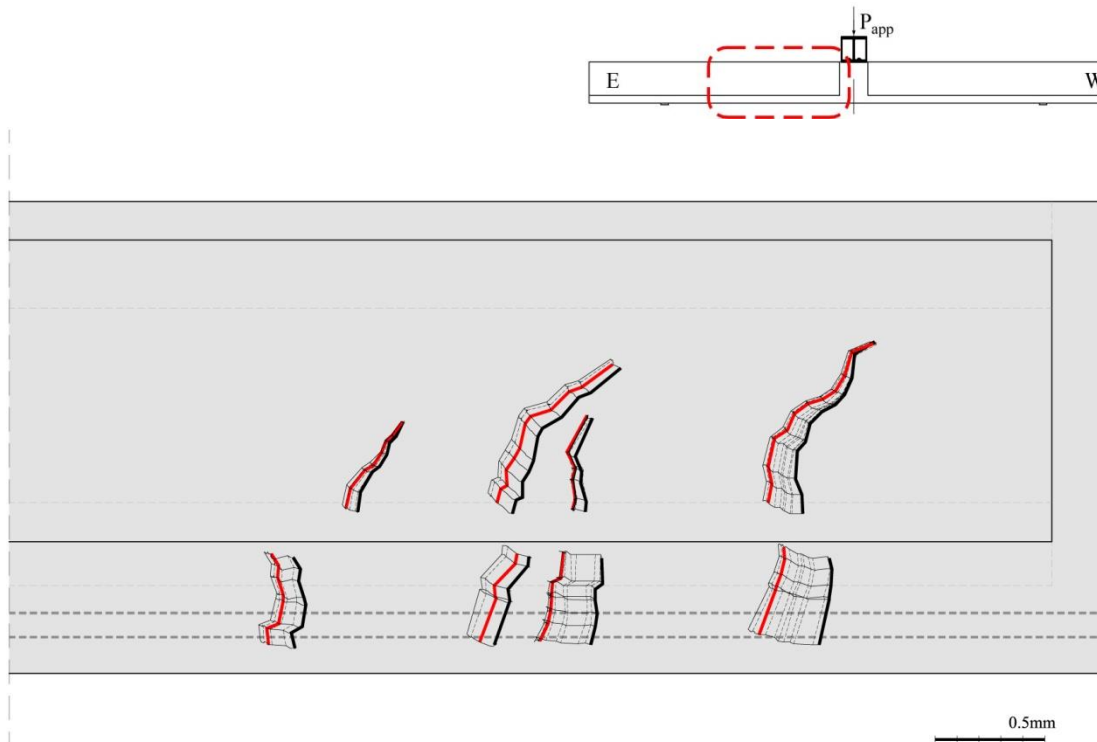
Slika P .9-6: 350-185/35: Prikaz prslina – deo 2



Slika P.9-7: 350-185/35: Prikaz opterećenja za koja su sračunata relativna pomeranja na obrazima prslina



Slika P.9-8: 350-185/35: Računsko relativno pomeranje obraza prslina na zapadnoj strani severnog lica grede



Slika P .9-9: 350-185/35: Računsko relativno pomeranje obraza prsline na istočnoj strani severnog lica grede



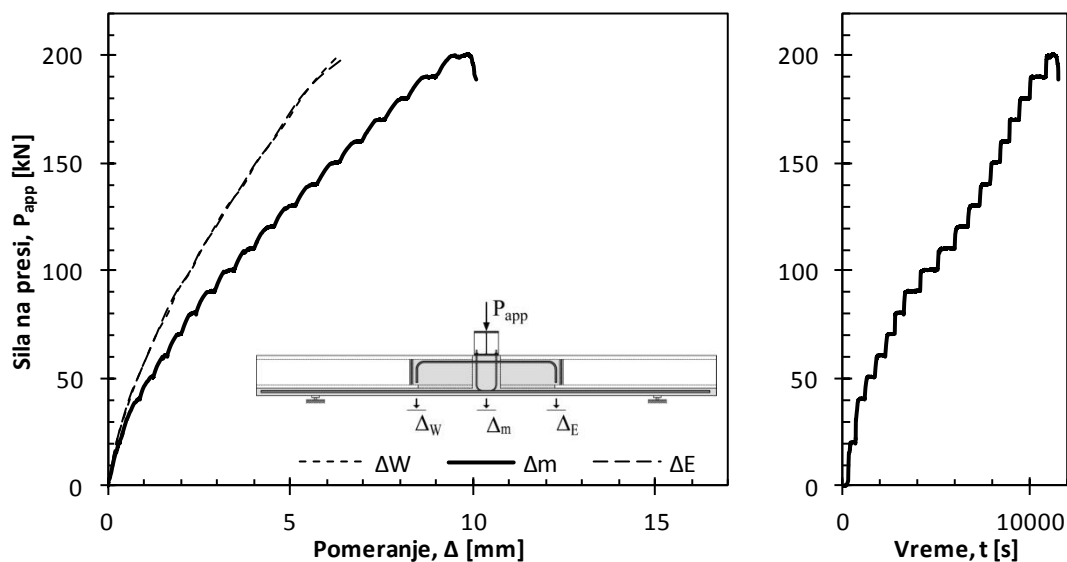
Slika P .9-10: 350-185/35: Prikaz prsline na južnom licu grede nakon loma



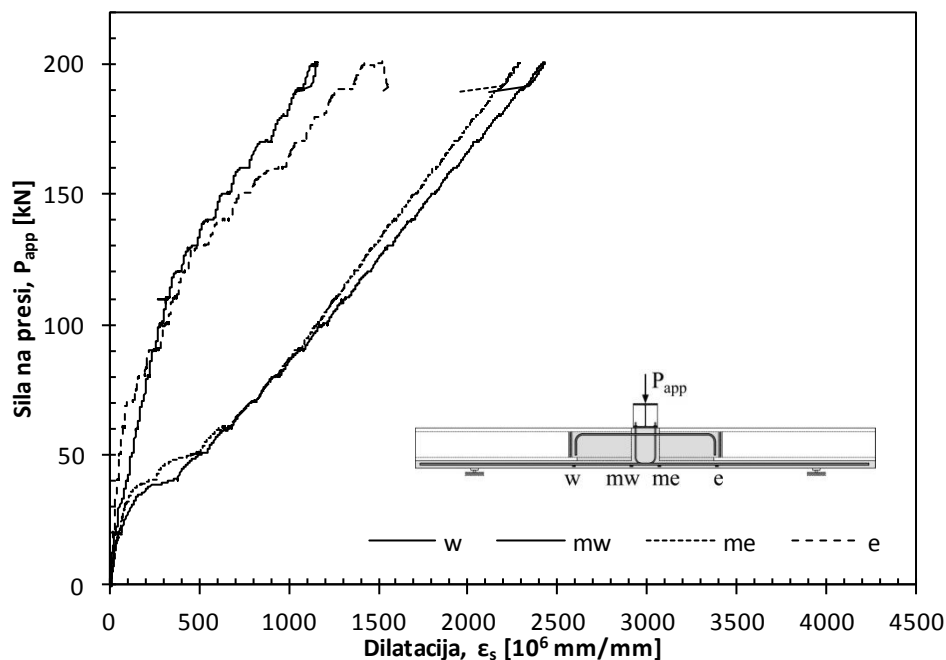
Slika P .9-11: 350-185/35: Prikaz prsline na severnom licu grede nakon loma

## P.10 GREDA 265-135/135

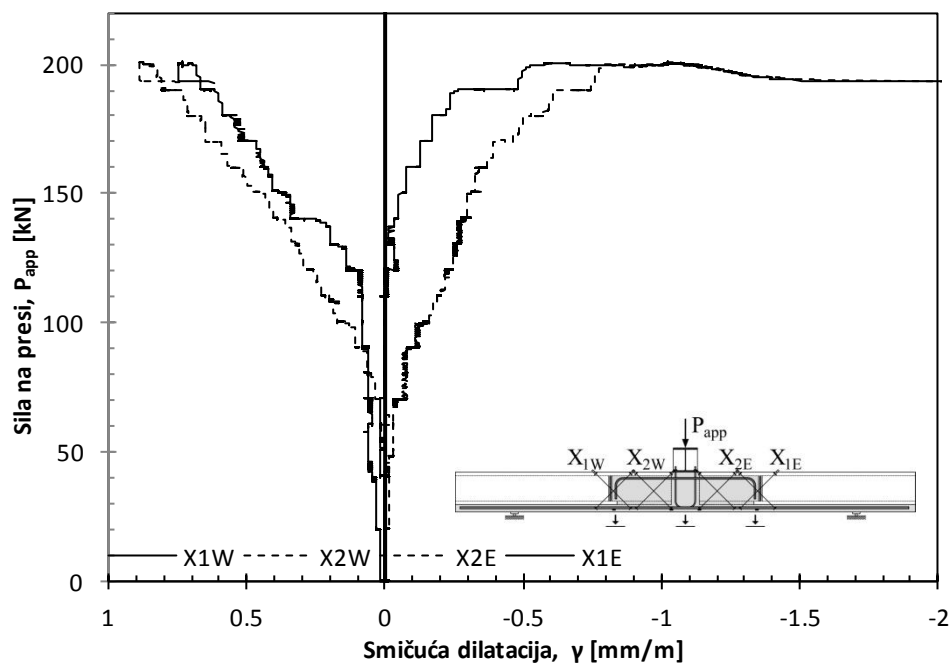
Prve prsline u rebro grede su uočene pri opterećenju od 150 kN, dok je lom zabeležen na poslednje formiranoj smičućoj prslini na istočnoj strani grede. Horizontalni krak smičuće prsline na kojoj je zabeležen lom se pružao po spoju betone ugrađenih u različito vreme.



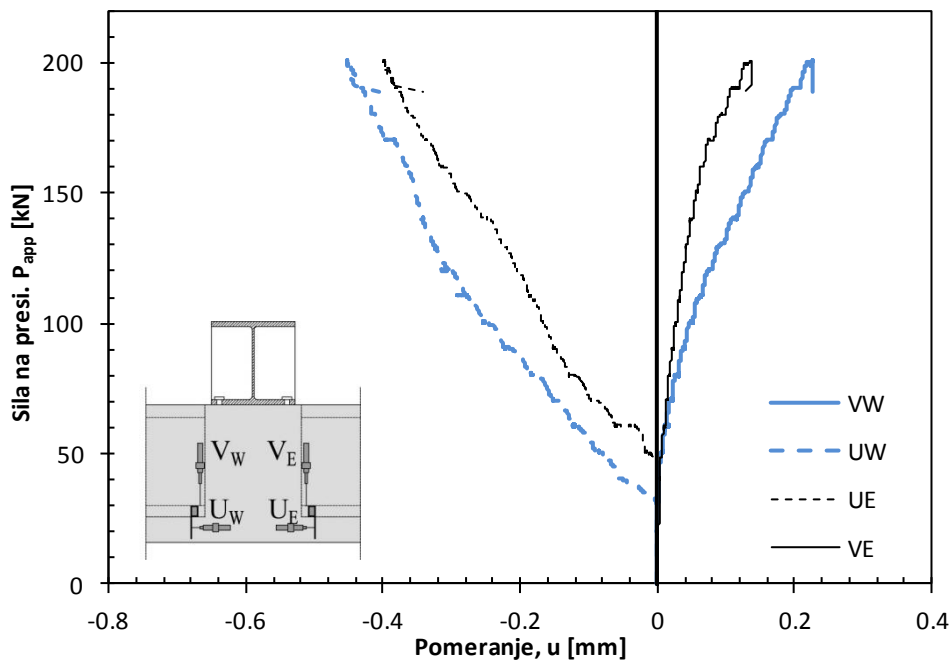
Slika P.10-1: 265-135/135: Dijagram sila na presi - pomeranje i promena sile u toku vremena



Slika P.10-2: 265-135/135: Dijagram izmerenih dilatacija u zategnutoj armaturi

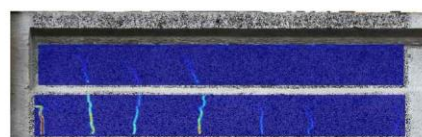
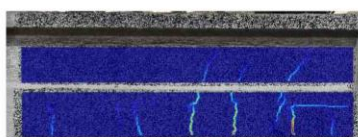
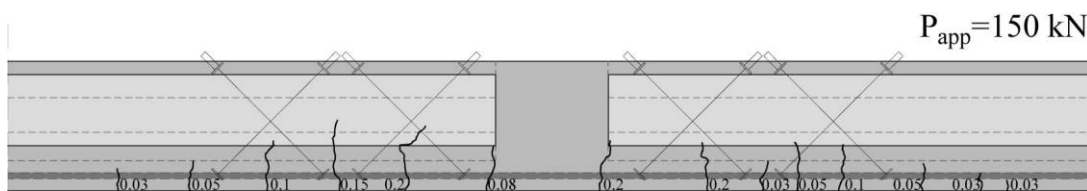
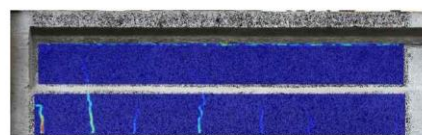
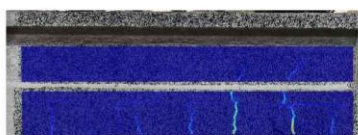
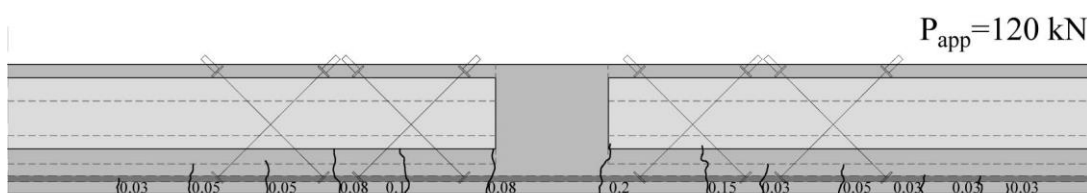
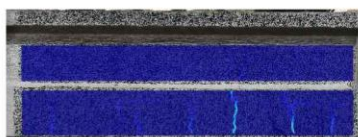
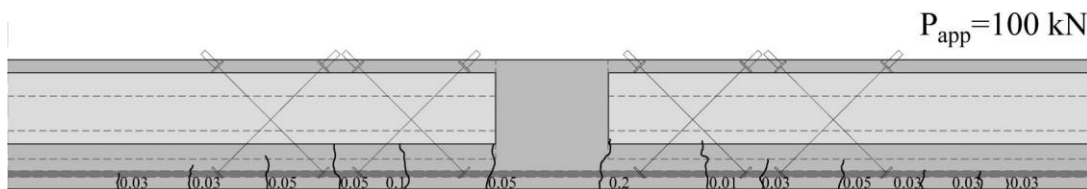
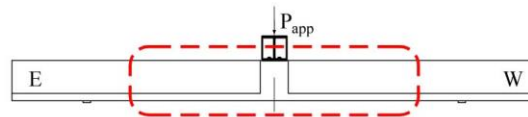


Slika P.10-3: 265-135/135: Dijagram izmerenih smičućih dilatacija na južnom licu grede

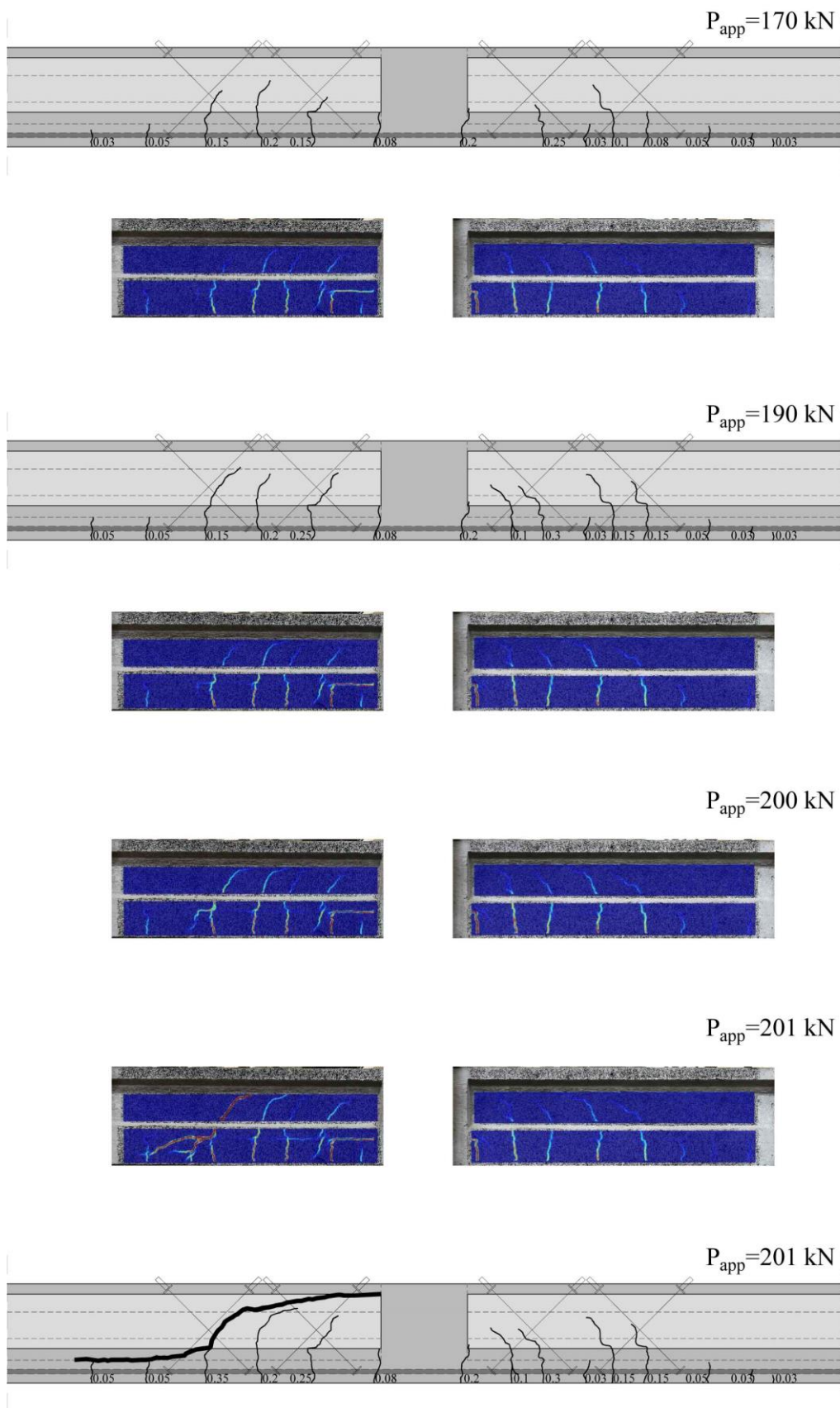


Slika P.10-4: 265-135/135: Dijagram izmerenih pomeranja na spoju prefabrikovanog i naknadno ugrađenog betona

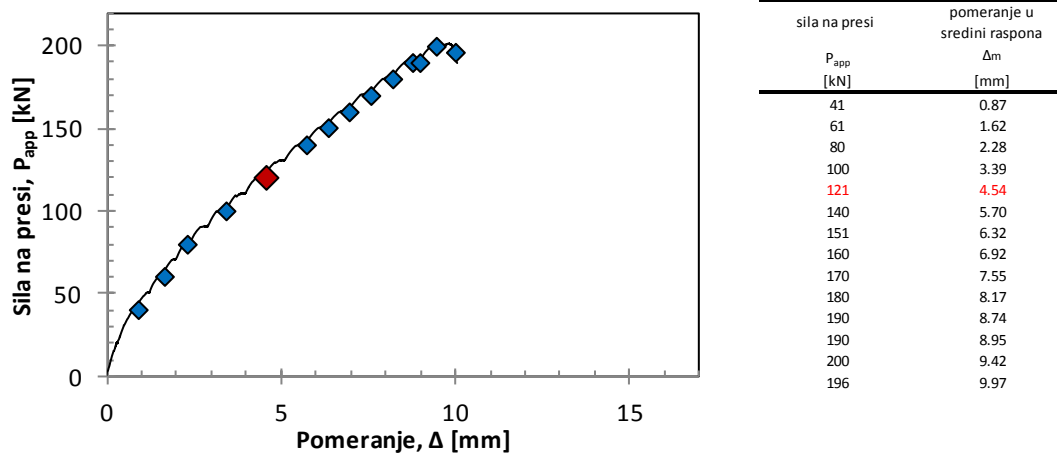




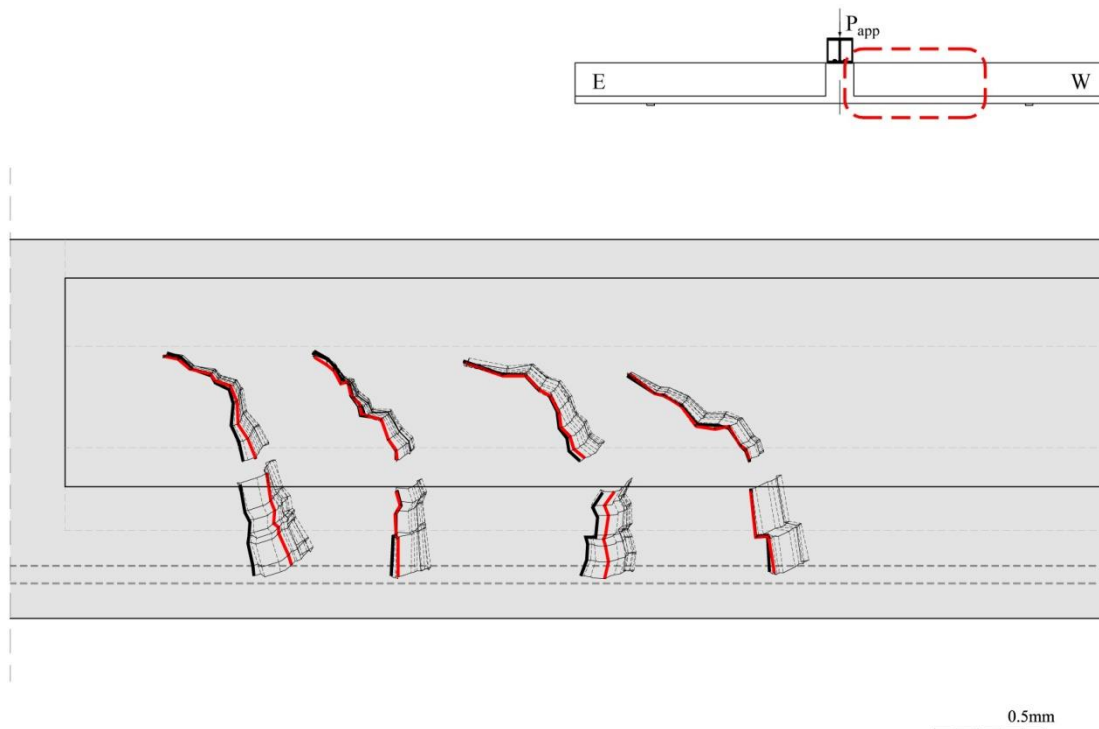
Slika P.10-5: 265-135/135: Prikaz prslina – deo 1



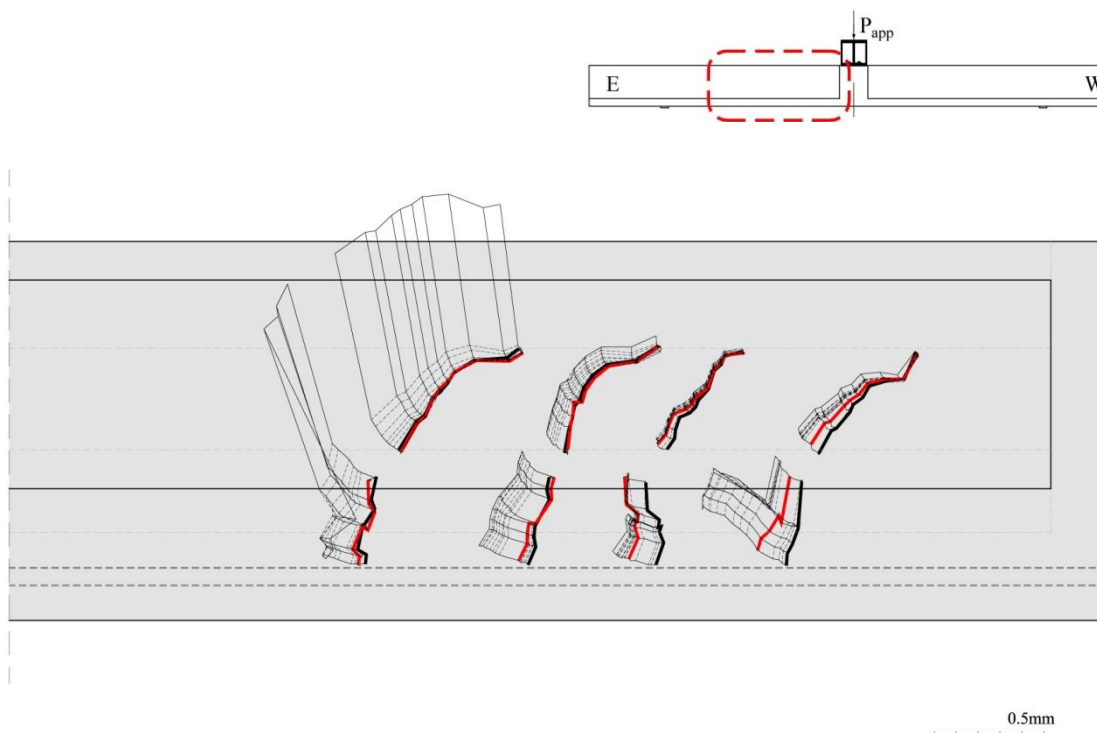
Slika P .10-6: 265-135/135: Prikaz prslina – deo 2



Slika P .10-7: 265-135/135: Prikaz opterećenja na presi za koja su sračunata relativna pomeranja na obrazima prslina



Slika P .10-8: 265-135/135: Relativno pomeranje obraza prslina na zapadnoj strani severnog lica grede



Slika P .10-9: 265-135/135: Relativno pomeranje obraza prsline na istočnoj strani severnog lica grede

(a)



(b)



Slika P .10-10: 265-135/135: Prikaz prsline nakon loma grede: na južnom (a) i severnom licu (b)

## **BIOGRAFIJA**

Mr Veljko Koković, diplomirani inženjer građevine, rođen je 16.09.1976. godine u Somboru, gde je završio osnovnu i srednju školu. Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu upisao je 1997. Godine, gde je diplomirao 2001. Godine na Odseku za konstrukcije, sa prosečnom ocenom 8.37 i ocenom 10 na diplomskom radu, iz predmeta Betonski mostovi. Po završetku redovnih studija upisao se na poslediplomske studije na Građevinskom fakultetu u Beogradu, smer Betonske konstrukcije. Magistarsku tezu pod nazivom "Analiza i proračun betonskih prethodno napregnutih ošupljenih montažnih ploča" odbranio je 10.04.2009. godine i time stekao naziv magistra tehničkih nauka.

Od 2001. do 2003. godine radi kao saradnik na Institutu za materijale i konstrukcije Građevinskog fakulteta. Od 2003. godine, izabran je u zvanje asistenta pripravnika na grupi predmeta Betonske konstrukcije, na Katedri za materijale i konstrukcije, Građevinskog fakulteta u Beogradu. U zvanja asistenta na istoj grupi predmeta izabran je 2009. godine. U toku rada kao asistent i asistent pripravnik, učestvovao je u izradi velikog broja završnih radova studenata, diplomskih i sintenznih projekata.

Autor je i koautor radova u međunarodnim časopisima, na domaćim i međunarodnim naučnim i stručnim skupovima, bio je angažovan u okviru tri nacionalna naučno istraživačka projekta. Kao deo stručnog rada, učestvovao je u izradi idejnih i glavnih objekata u zemlji i inostranstvu.

Oženjen je i otac dvoje dece.

## Изјава о ауторству

Име и презиме аутора \_\_\_\_\_ мр Вељко Коковић \_\_\_\_\_

Број индекса \_\_\_\_\_

### Изјављујем

да је докторска дисертација под насловом

ГРАНИЧНА НОСИВОСТ ОСЛОНАЧКЕ ВЕЗЕ ОШУПЉЕНИХ

МОНТАЖНИХ БЕТОНСКИХ ПЛОЧА

---

- резултат сопственог истраживачког рада;
- да дисертација у целини ни у деловима није била предложена за стицање друге дипломе према студијским програмима других високошколских установа;
- да су резултати коректно наведени и
- да нисам кршио/ла ауторска права и користио/ла интелектуалну својину других лица.

Потпис аутора

У Београду, \_\_\_\_\_ 30.06.2016. \_\_\_\_\_



---

## Изјава о истоветности штампане и електронске верзије докторског рада

Име и презиме аутора

мр Вељко Коковић

Број индекса \_\_\_\_\_

Студијски програм \_\_\_\_\_

Наслов рада

ГРАНИЧНА НОСИВОСТ ОСЛОНАЧКЕ ВЕЗЕ ОШУПЉЕНИХ  
МОНТАЖНИХ БЕТОНСКИХ ПЛОЧА

Ментор

Проф. др Дејан Бајић

Изјављујем да је штампана верзија мог докторског рада истоветна електронској верзији коју сам предао/ла ради похрањена у **Дигиталном репозиторијуму Универзитета у Београду**.

Дозвољавам да се објаве моји лични подаци везани за добијање академског назива доктора наука, као што су име и презиме, година и место рођења и датум одбране рада.

Ови лични подаци могу се објавити на мрежним страницама дигиталне библиотеке, у електронском каталогу и у публикацијама Универзитета у Београду.

Потпис аутора

У Београду, 30.06.2016.



## Изјава о коришћењу

Овлашћујем Универзитетску библиотеку „Светозар Марковић“ да у Дигитални репозиторијум Универзитета у Београду унесе моју докторску дисертацију под насловом:

ГРАНИЧНА НОСИВОСТ ОСЛОНАЧКЕ ВЕЗЕ ОШУПЉЕНИХ МОНТАЖНИХ  
БЕТОНСКИХ ПЛОЧА

која је моје ауторско дело.

Дисертацију са свим прилозима предао/ла сам у електронском формату погодном за трајно архивирање.

Моју докторску дисертацију похрањену у Дигиталном репозиторијуму Универзитета у Београду и доступну у отвореном приступу могу да користе сви који поштују одредбе садржане у одабраном типу лиценце Креативне заједнице (Creative Commons) за коју сам се одлучио/ла.

1. Ауторство (CC BY)

2. Ауторство – некомерцијално (CC BY-NC)

3. Ауторство – некомерцијално – без прерада (CC BY-NC-ND)

4. Ауторство – некомерцијално – делити под истим условима (CC BY-NC-SA)

5. Ауторство – без прерада (CC BY-ND)

6. Ауторство – делити под истим условима (CC BY-SA)

(Молимо да заокружите само једну од шест понуђених лиценци.

Кратак опис лиценци је саставни део ове изјаве).

Потпис аутора

У Београду, 30.06.2016.





1. **Ауторство.** Дозвољаваате умножавање, дистрибуцију и јавно саопштавање дела, и прераде, ако се наведе име аутора на начин одређен од стране аутора или даваоца лиценце, чак и у комерцијалне сврхе. Ово је најслободнија од свих лиценци.

2. **Ауторство – некомерцијално.** Дозвољаваате умножавање, дистрибуцију и јавно саопштавање дела, и прераде, ако се наведе име аутора на начин одређен од стране аутора или даваоца лиценце. Ова лиценца не дозвољава комерцијалну употребу дела.

3. **Ауторство – некомерцијално – без прерада.** Дозвољаваате умножавање, дистрибуцију и јавно саопштавање дела, без промена, преобликовања или употребе дела у свом делу, ако се наведе име аутора на начин одређен од стране аутора или даваоца лиценце. Ова лиценца не дозвољава комерцијалну употребу дела. У односу на све остале лиценце, овом лиценцом се ограничава највећи обим права коришћења дела.

4. **Ауторство – некомерцијално – делити под истим условима.** Дозвољаваате умножавање, дистрибуцију и јавно саопштавање дела, и прераде, ако се наведе име аутора на начин одређен од стране аутора или даваоца лиценце и ако се прерада дистрибуира под истом или сличном лиценцом. Ова лиценца не дозвољава комерцијалну употребу дела и прерада.

5. **Ауторство – без прерада.** Дозвољаваате умножавање, дистрибуцију и јавно саопштавање дела, без промена, преобликовања или употребе дела у свом делу, ако се наведе име аутора на начин одређен од стране аутора или даваоца лиценце. Ова лиценца дозвољава комерцијалну употребу дела.

6. **Ауторство – делити под истим условима.** Дозвољаваате умножавање, дистрибуцију и јавно саопштавање дела, и прераде, ако се наведе име аутора на начин одређен од стране аутора или даваоца лиценце и ако се прерада дистрибуира под истом или сличном лиценцом. Ова лиценца дозвољава комерцијалну употребу дела и прерада. Слична је софтверским лиценцама, односно лиценцама отвореног кода.