



УНИВЕРЗИТЕТ У НИШУ
ГРАЂЕВИНСКО АРХИТЕКТОНСКИ ФАКУЛТЕТ



мр Бојан К. Милошевић

**Експериментално–теоријска анализа
граничних стања линијских носача од
самоуграђујућег бетона са рециклираним
агрегатом**

ДОКТОРСКА ДИСЕРТАЦИЈА

Ниш, 2016.



UNIVERSITY OF NIŠ
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING AND
ARCHITECTURE



M.Sc. Bojan K. Milošević

**Experimental - theoretical analysis of limit
states of linear beams made of self-compacting
concrete with recycled aggregate**

DOCTORAL DISSERTATION

Niš, 2016.

Подаци о докторској дисертацији

Ментор: др Марина Мијалковић, редовни професор, Универзитет у Нишу, Грађевинско-архитектонски факултет

Наслов: Експериментално–теоријска анализа граничних стања линијских носача од самоуграђујућег бетона са рециклираним агрегатом

Резиме: Интересовање стручне јавности у области грађевинарства за примену самоуграђујућег бетона и могућност примене рециклираног агрегата у справљању ове врсте бетона је све веће првенствено због све мањих резерви природних сировина и све веће количине грађевинског отпада. Кроз експериментално-теоријску анализу у оквиру ове дисертације праћено је и анализирано понашање армиранобетонских континуалних носача израђених од самоуграђујућег бетона справљеног са природним (речним) агрегатом, као и континуалних носача код којих је извршена замена крупног природног агрегата у различитим процентима квалитетним агрегатом од рециклираног бетонског префабрика. Поред дефинисања граничног стања носивости, извршена је и провера граничног стања употребљивости, праћено је напонско деформацијских стања носача и формирање пластичних зглобова. Спроведена је упоредна анализа експериментално добијених резултата континуалних носача армираних различитим процентом армирања од самоуграђујућег бетона на бази природног агрегата и носача од самоуграђујућег бетона справљеног од квалитетног рециклираног агрегата. Применом методе коначних елемената извршено је моделирање континуалних носача и спроведена је нумеричка нелинеарна анализа. Континуални носачи са делимичном заменом крупног природног агрегата рециклираним агрегатом су у конструкцијском смислу компаративни и компетитивни носачима од самоуграђујућег бетона са природним агрегатом, а са становишта заштите животне средине и оправдани.

Научна област: Грађевинарство

Научна дисциплина: Техничка механика и теорија конструкција

Кључне речи: самоуграђујући бетон, рециклирани агрегат, армиранобетонски континуални носачи, савијање, експериментално испитивање, нумеричка нелинеарна анализа, метод коначних елемената

УДК: 624.072.2(043.3)

CERIF класификација: Т 002 Грађевинска технологија

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

Data on Doctoral Dissertation

Doctoral Supervisor:	D.Sc. Marina Mijalković, full professor, University of Nis, Faculty of Civil Engineering and Architecture
Title:	Experimental- theoretical analysis of limit states of linear beams made of self-compacting concrete with recycled aggregate.
Abstract:	<p>The interest of the professional public in the field of civil engineering for usage of self-compacting concrete and potentials of implementation of recycled aggregate in making of this type of concrete is on the rise, primarily because of the dwindling reserves of natural raw materials, and because of the increasing amounts of construction rubble and waste. The experimental-theoretical analysis implemented in this dissertation was used to monitor and analyze behaviour of reinforced concrete continuous beams made of self-compacting concrete made from natural (river) aggregate, as well of continuous beams in which the coarse natural aggregate was replaced in varying proportions, with the quality aggregate made of recycled concrete prefabricates. In addition to defining the ultimate strength state, the ultimate serviceability state was verified, while the stress-strain states of the beams and formation of plastic joints was monitored. Comparative analysis of experimental results was conducted, in which continuous beams with varying share of steel reinforcement made of self-compacting concrete with natural aggregate and the beams made of the self-compacting concrete with quality recycled aggregate were compared. By using the finite element method, continuous beams were modelled, and numerical non-linear analysis was conducted. The continuous beams where coarse natural aggregate was partially replaced by the recycled aggregate are comparable, in structural terms, and competitive with the beams made of self-compacting concrete made with natural aggregate, and they are also justified in terms of environment protection..</p>
Scientific Field:	Civil Engineering
Scientific Discipline:	Technical mechanics and theory of structures
Key Words:	Self-compacting concrete, recycled aggregate, reinforced-concrete continuous beams, buckling, experimental research, numerical non-linear analysis, finite element method.
UDC:	624.072.2(043.3)
CERIF Classification:	T 002 Building technology
Creative Commons License Type:	CC BY-NC-ND

ЗАХВАЛНОСТ

Ова теза урађена је на Грађевинско – архитектонском факултету Универзитета у Нишу под руководством др Марине Мијалковић, редовног професора. Овим путем желим да искажем најдубље поштовање и захвалност др Марини Мијалковић, на подршци, свим корисним саветима и сугестијама.

Велику захвалност дугујем и осталим члановима комисије, на сарадњи, стручној помоћи, саветима при тумачењу резултата, као и на садржајним сугестијама.

Посебну захвалност дугујем доценту др Слободану Ранковићу, који је био укључен у све сегменте рада ове дисертације. Његова стручност, знање и подршка су умногоме допринеле квалитету ове дисертације. На помоћи током формирања нумеричких модела и тумачења добијених резултата захваљујем се др Драгану Николићу, научном сараднику.

Велику захвалност упућујем грађевинском предузећу „Путинжењеринг“ у Нишу и директору Срђану Миленовићу на материјалној подршци у виду материјала и техничко-технолошкој помоћи. За комплетну организацију од припреме рециклираног агрегата, справљања бетонске мешавине и бетонирања носача захваљујем се Смиљани Драмићанин д.и.г која је увек била на располагању и пријатељски излазила у сусрет.

Речи искрене захвалности упућујем члановима Лабораторије за грађевинске материјале Грађевинско – архитектонском факултету Универзитета у Нишу који су ми увек излазили у сусрет. Захвалност дугујем и члановима Лабораторије за механизме и машине Машинског факултета универзитета у Нишу на уступљеној тест машини и логистичкој помоћи током извођења експеримента. Хвала свим мојим колегама и пријатељима који су ми помагали током експерименталног испитивања.

Свим својим пријатељима дугујем захвалност на разумевању што им нисам увек био на располагању током последњих неколико година.

Захвалан сам својој мајци на несебичној љубави и истрајности у обављању најтежег посла у животу – родитељству.

САДРЖАЈ

1	Увод.....	1
1.1	Развој и примена самоуграђујућег бетона.....	1
1.2	Примена рециклираног агрегата у грађевинарству.....	3
1.3	Проблем и предмет истраживања.....	4
1.4	Циљ истраживања.....	5
1.5	Методологија истраживања.....	6
1.6	Структура рада.....	6
2	Самоуграђујући бетон.....	9
2.1	Увод.....	9
2.2	Истраживања самоуграђујућег бетона у Србији и иностранству.....	10
2.3	Пројектовање самоуграђујуће бетонске мешавине.....	12
2.4	Карактеристике и испитивање свеже бетонске мешавине.....	13
2.4.1	Испитивање способности течења (Slump-flow test, T ₅₀₀ Slump-flow)....	15
2.4.2	Испитивање вискозности (V-funnel test i V-funnel test za T _{5min}).....	16

2.4.3	Испитивање способности проласка свеже бетонске мешавине (L-box test).....	16
2.4.4	Испитивање отпорности на сегрегацију (Sieve stability test).....	17
2.5	Карактеристике и испитивање очврслог бетона.....	17
2.5.1	Чврстоћа при притиску.....	19
2.5.2	Чврстоћа при затезању.....	20
2.5.3	Веза напон-дилатација.....	23
2.5.4	Модул еластичности.....	30
2.5.5	Приањање за арматуру.....	34
2.6	Примена рециклираног агрегата за справљање самоупраћујућег бетона.....	35
2.7	Веза напон-дилатација за челик.....	38
3	Основне поставке прорачуна армиранобетонских линијских носача.....	41
3.1	Увод.....	41
3.2	Методе прорачуна статички неодређених армиранобетонских носача.....	42
3.3	Деформације армиранобетонских линијских носача.....	44
3.4	Дуктилност армиранобетонских елемената изложених савијању.....	47
3.5	Ротација и капацитет ротације пластичног зглоба.....	49
3.6	Гранично стање носивости – основне поставке.....	53
3.6.1	Облици лома армиранобетонскиног носача.....	56
3.6.2	Анализа и пројектовање армиранобетонског пресека изложеног савијању.....	58
3.7	Гранично стање употребљивости.....	60
3.7.1	Гранично стање прслина.....	61
3.7.2	Гранично стање деформација – угиба.....	63

4	Експериментално испитивање армиранобетонских континуалних носача од самоуграђујућег бетона.....	66
4.1	Опште напомене.....	66
4.2	Израда узорака за испитивање.....	67
4.2.1	Оплата и армирање континуалних носача.....	69
4.2.2	Припрема рециклираног агрегата.....	70
4.2.3	Ливење (бетонирање) континуалних носача.....	71
4.2.4	Израда епрувета (пробних тела) и њихова нега.....	72
4.3	Испитивање механичких карактеристика коришћених материјала.....	73
4.3.1	Одређивање чврстоће бетона при притиску.....	75
4.3.2	Одређивање везе напон-дилатација у бетону.....	76
4.3.3	Одређивање статичког модула еластичности бетона.....	77
4.3.4	Одређивање чврстоће бетона при затезању цепањем.....	80
4.4	Поставка експеримента и програм испитивања.....	82
4.4.1	Процедура нашошења оптерећења и мерења.....	84
4.4.2	Мерна опрема.....	85
4.5	Приказ и анализа резултати испитивања.....	88
4.5.1	Континуални носач В.1.1 (узорак-SCC ± 2RØ10).....	88
4.5.2	Континуални носач В.1.2 (узорак-SCC ±2RØ12).....	92
4.5.3	Континуални носач В.1.3 (узорак- SCC ±2RØ10+1RØ8).....	95
4.5.4	Континуални носач В.2.1 (узорак- SCC R 50 ±2RØ10).....	98
4.5.5	Континуални носач В.2.2 (узорак- SCC R 50 ±2RØ12).....	100
4.5.6	Континуални носач В.2.3 (узорак- SCC R 50 ±2RØ10+1RØ8).....	102
4.5.7	Континуални носач В.3.1 (узорак- SCC R 100 ±2RØ10).....	105
4.5.8	Континуални носач В.3.2 (узорак- SCC R 100 ±2RØ12).....	107

4.5.9	Континуални носач В.3.3 (узорак- SCC R 100 ±2RØ10+1RØ8)	109
4.6	Упоредна анализа резултата експерименталног испитивања АБ континуалних носача од различитих врста самоупраћујућег бетона	112
4.6.1	Анализа угиба	112
4.6.2	Анализа дилатација	117
4.6.2.1.	Анализа дилатација за пресек у пољу	117
4.6.2.2.	Анализа дилатација у пресеку над средњим ослоном	120
4.6.3	Анализа формирања, развоја и ширине прелина	122
5	Нумеричка анализа применом МКЕ	129
5.1	Уводне напомене о методи коначних елемената	129
5.2	Моделирање армирано бетонских носача применом МКЕ	130
5.2.1	Моделирање бетона	131
5.2.2	Челична арматура и челичне плоче	135
5.3	Типови усвојених коначних елемената	136
5.3.1	Армирани бетон	137
5.3.2	Челични елементи (плоче)	138
5.3.3	Улазне карактеристике за дефинисање коначних елемената	138
5.4	Мрежа коначних елемената	139
5.5	Усвојени прорачунски модели испитиваних континуалних носача	140
5.6	Резултати нумеричке анализе	140
5.7	Упоредни резултати експерименталне и нумеричке анализе	141
5.7.1	Континуални носач В.1.1 (узорак-SCC ± 2RØ10)	141
5.7.2	Континуални носач В.2.1 (узорак- SCC R 50 ±2RØ10)	143
5.7.3	Континуални носач В.3.1 (узорак- SCC R 100 ±2RØ10)	144
6	Закључци и препоруке за будућа испитивања	146

6.1	Закључци.....	146
6.2	Препоруке за будућа испитивања.....	150
7	Литература.....	152

1 УВОД

1.1 Развој и примена самоуграђујућег бетона

Од свог настанка, у 200 година дугој историји, бетон је један од најважнијих и најраспрострањенијих грађевинских материјала, који има широку примену у изградњи готово свих грађевинских објеката. Као вештачки (комполитни) материјал на бази агрегата, цемента и воде, један је од највише коришћених материјала. Економичност, ефикасност, велика чврстоћа, као и задовољавајућа крутост елемената справљених од бетона, чине га атрактивним материјалом за широк спектар примене у изградњи грађевинских конструкција. По питању продуктивности, оствареног квалитета, као и економичности бетон је конкурентнији у односу на многе грађевинске материјале.

Током процеса уградње бетона, свежа бетонска маса се вибрира, што изазива буку, као и загађење. Један од праваца еволуције вибрираних бетона кретао се у отклањању ових недостатака, што је постигнуто развојем самоуграђујућих бетона (Self-Compacting Concrete-SCC) или самоуградљивих бетона (Self-Placing Concrete-SPC). Основни разлог интензивирања и врло озбиљних истраживања на плану развоја самоуграђујућих бетонских мешавина је нарастајући проблем трајности армирано бетонских конструкција.

Крајем двадесетог века у Јапану, на иницијативу Хајме Окамура (Haјime Okamura) са Кочи (Kochi) Универзитета покренута су истраживања везана за проблем трајности бетонских конструкција. Тих година, грађевински инжењери и истраживачи у Јапану били су заинтересовани за проблем трајности и брзог пропадања армиранобетонских конструкција, посебно конструкција на мору и у обалним

подручјима. Изградња трајнијих бетонских и армиранобетонских конструкција повезана је са захтевом за адекватно збијање и уградњу свеже бетонске масе.

Рад на развоју самоуграђујућег бетона, укључујући и фундаментална истраживања уградљивости и обрадљивости бетона, предводили су К. Озава, Х. Окамура и К. Маекава (К. Ozawa 1989, Н. Okamura 1993. и К. Maekawa 1999) на Универзитету у Токију. Већ 1988. године направљен је бетон који се сматра прототипом *самоуграђујућег бетона*. Он је тада добио назив *бетон високих перформанси* (High Performance Concrete-НРС), да би га касније Окамура преименовао у *самозбијајући бетон високе трајности* (Self-Compacting High Performance Concrete). Својства овог бетона су тада описана на следећи начин:

1. у свежем стању је самоуградив,
2. у раној старости је без иницијалних дефеката,
3. у очврслост стању је отпоран на спољне утицаје, односно трајан.

Од свог настанка крајем 1980-тих, па до данас, самоуграђујући бетон је био тема истраживања и развоја како у Јапану, тако и у осталим деловима света, Европи и САД. Карактеристике самоуграђујућег бетона су високе перформансе, бољи квалитет и густина, као и уједначена текстура површине очврслост бетона, а све у сврху брже изградње. Самоуграђујући бетон нашао је примену у извођењу многих елемената код којих је уградња вибрираног бетона отежана због густе арматуре и отежаног разливања свеже бетонске мешавине. Применом самоуграђујућег бетона елиминише се бука и проблеми везани за вибирање бетона, трошкови рада при изради елемента су нижи, а ливење елемента је брже, чиме се постиже већа продуктивност.

Приликом справљања самоуграђујућег бетона потребно је обезбедити висок степен контроле квалитета коришћених материјала (песка, крупног агрегата, филера, суперпластификатора и цемента), као и пројектоване мешавине. Ови бетони захтевају много више пажње у фази пројектовања како би се добила стабилна бетонска мешавина у дужем временском периоду, како у току уграђивања, тако и у уграђеном стању, све до завршетка времена везивања и почетка очвршћавања. Употреба хемијских додатака неопходних за постизање жељених особина самоуграђујућег бетона често повећава материјалне трошкове самоуграђујуће бетонске мешавине у односу на материјалне трошкове вибрираног бетона. Рационално коришћење самоуграђујућег бетона доводи до боље продуктивности, краћег времена изградње и бољих услова рада, што надокнађује веће материјалне трошкове, па самим тим резултује и смањењем укупних трошкова.

Самоуграђујући бетон је нашао примену како код класично армираних бетонских конструкција, тако и у производњи претходнонапрегнутих и префабрикованих конструкција. Употребом самоуграђујућег бетона у индустрији префабрикованих елемената побољшавају се услови рада у фабрикама, смањује се ниво буке, као и трошкови одржавања.

1.2 Примена рециклираног агрегата у грађевинарству

Поред проблема трајности армиранобетонских конструкција, средином седамдесетих година прошлог века, пажњу грађевинских инжењера и истраживача озбиљно почиње да окупира проблем одлагања грађевинског отпада. До повећања количине грађевинског отпада долази услед рушења старих и дотрајалих објеката и изградње нових модернијих објеката у великим урбаним срединама, као и рушења грађевинских објеката услед природних непогода (земљотреси, поплаве, пожари). Грађевински отпад, који се јавља као последица грађења нових и рушења старих објеката, представља значајан проблем у земљама Европске уније, као и у многим развијеним земљама света. Према подацима из 2001. године количине грађевинског отпада од рушења, као и отпада насталог током грађења, износе 2 до 3 милијарде тона годишње на глобалном нивоу.

Идеја о преради, односно поновној употреби грађевинског материјала који потиче из порушених објеката јавља се после Другог светског рата. Међутим, крајем прошлог века, прерада грађевинског отпада добија све већи значај, првенствено због све мањих резерви природних сировина и све веће количине одложеног грађевинског отпада, као и пораста свести о потреби заштите животне средине. Наравно, рециклирање старог бетона није само по себи циљ, већ је циљ технолошка иновација која има еколошке, али и потенцијално значајне економске предности.

Коришћење грађевинског отпада, као извора агрегата за производњу новог бетона постала је честа појава у светским оквирима у последње две деценије. За процес рециклирања грађевинског отпада и његову поновну примену у грађевинарству највише интересовања су показале земље које имају проблем са налазиштима природног агрегата или велику попуњеност постојећих депонија (Белгија, Данска, Холандија). Подаци указују да се, без обзира на све проблеме приликом добијања рециклираног агрегата, у појединим земљама њихова примена повећава и има завидан

ниво употребе. У Данској, на пример, 80 % агрегата који се користи за производњу бетона је рециклирани грађевински отпад, док је у Холандији 75 %, а у Јапану 65 %.

Да би се добио квалитетан рециклирани агрегат од грађевинског отпада потребно је спровести рационалну разградњу објекта, извршити селекцију материјала и осигурати погодна техничко–технолошка постројења, обавити контролу квалитета при пријему материјала у постројења и током прераде. Квалитет рециклираног агрегата је у функцији квалитета улазне сировине, али и својстава као што су облик зрна и садржај ситних честица, што је у директној зависности од технолошког поступка прераде.

Велики број спроведених истраживања примене рециклираног материјала (опека, бетон и др.) у неким земљама је резултирао доношењем стандарда који се тичу примене рециклираног материјала као агрегата. На основу досадашњих искустава у практичној примени произашла су два основна правца коришћења агрегата од рециклираног бетона:

- као невезани дробљени материјал за разне врсте насипа и подлога (тампон слој при изградњи путева),
- као сепарисани агрегат за справљање новог бетона за:
 - неконструктивне бетонске елементе (ивичњаци, стазе, ограде),
 - конструктивне бетонске елементе (греде, стубови).

1.3 Проблем и предмет истраживања

Тренд одрживог развоја, који је императив модерног друштва, намеће потребу за истраживањима нових могућности примене индустријских отпадних производа, као и поновне употребе „старог“ бетона, насталог рушењем дотрајалих објеката. На овај начин решава се проблем „грађевинских“ депонија, великих загађивача. Применом самоуграђујућег бетона могуће је постићи завидан квалитет бетонских конструкција, јер трајност конструкције поред осталог у великој мери зависи и од оствареног квалитета бетонске мешавине, док се применом рециклираног агрегата штити животна средина и искоришћава већ постојећи грађевински отпад.

Захваљујући великом броју експерименталних испитивања спроведених током претходних деценија познавање граничних стања носача израђених од вибрираног бетона добро је истражена област. Са друге стране, нема довољно резултата експерименталних испитивања којима би се прецизно дефинисала гранична стања носача од самоуграђујућег бетона, као и од самоуграђујућег бетона са рециклираним

агрегатом под оптерећењем. Потреба за истраживањима у области примене самоуграђујућег бетона са речним и рециклираним агрегатом за израду у пракси најшире примењиваних гредних носача проистиче из разлога непотпуне техничке регулативе и њиховог често контрадикторног понашања под оптерећењем.

У оквиру овог испитивања извршена је провера релевантних граничних стања континуални носачи од самоуграђујућег бетона на бази природног (речног) агрегата, као и рециклираног агрегата, за различита прорачунска дејства. Праћено је и анализирано понашање армиранобетонских континуалних носача израђених од самоуграђујућег бетона справљеног са природним (речним) агрегатом, као и континуалних носача код којих је извршена замена крупног природног агрегата у различитим процентима квалитетним агрегатом од рециклираног бетонског префабриката. Поред дефинисања граничног стања носивости, извршена је и провера граничног стања употребљивости. Разматрање граничног стања носивости обухвата, поред одређивања величине граничног оптерећења и одређивање дуктилности носача. Са становишта граничних стања употребљивости праћен је и дефинисан однос између оптерећења и деформација, као и стање и развој прелина у функцији оптерећења.

1.4 Циљ истраживања

Основни циљ научног испитивања спроведеног у овом раду је да се кроз експериментално–теоријску анализу одреди капацитет носивости континуалног носача на два поља израђеног од самоуграђујућег бетона са природним агрегатом и носача од самоуграђујућег бетона са квалитетним рециклираним агрегатом добијеним од старог бетона. У оквиру овог испитивања спроведена је упоредна анализа експериментално добијених резултата континуалних носача армираних различитим процентом армирања од самоуграђујућег бетона на бази природног агрегата (референтни–контролни узорак) и самоуграђујућег бетона справљеног од квалитетног рециклираног агрегата.

Циљеви овог истраживања такође су дефинисање граничне носивости горе описаних армиранобетонских континуалних носача на два поља изложених дејству статичког оптерећења, праћење формирања пластичних зглобова, као и праћење напонско деформацијских стања носача. Како познавање дуктилности попречног пресека армиранобетонског носача представља значајан параметар носивости статички неодређених носача изложених како статичком, тако и динамичком оптерећењу, у

оквиру овог испитивања дефинисан је коефицијент дуктилности армиранобетонских континуалних носача.

1.5 Методологија истраживања

Предмет испитивања и постављени циљеви испитивања у оквиру теоријског дела ове дисертације су остварени анализом и синтезом неких доступних резултата на пољу физичко–механичких карактеристика самоупраћујућег бетона. Као метод научног испитивања коришћена је и експериментална анализа и нумеричко моделирање армиранобетонских континуалних носача на два поља. Експерименталном анализом реалних модела при статичком оптерећењу у испитном раму, према програму испитивања, у више фаза, дефинисано је гранично стање носивости и гранично стање употребљивости армиранобетонских континуалних носача. Нумеричка анализа граничне носивости континуалних носача на два поља спроведена је применом методе коначних елемената (МКЕ) уз примену софтверског пакета Абакус (ABAQUS).

У оквиру овог научног истраживања, на основу најновијих научних достигнућа, преузетих из актуелне домаће и светске литературе извршена је систематизација основних појмова и метода везаних за физичко–механичке карактеристике самоупраћујућег бетона и његову примену за израду конструкцијских елемената. На основу анализе резултата добијених на основу спроведеног експерименталног испитивања, као и спроведене нумеричке анализе, изведени су закључци о могућностима примене самоупраћујућег бетона са рециклираним агрегатом за израду конструкцијски елемената од армираног бетона.

1.6 Структура рада

Докторска теза је организована у 6 главних целина.

У првом поглављу укратко је приказан развој самоупраћујућег бетона. Са становишта одрживог развоја објашњен је значај примене рециклираног отпадног бетона, као и могућност примене рециклираног агрегата у грађевинарству. Дефинисани су проблем и предмет испитивања, циљеви и методологија испитивања и приказана структура тезе.

Друго поглавље садржи кратак преглед развоја самоуграђујућег бетона, као и преглед досадашњих испитивања из домаће и светске литературе. Дат је преглед основних метода и истраживања везаних за испитивање својстава самоуграђујућег бетона, одређивање његових својстава у свежем и очврслом стању, као и потребних услова за квалитетно пројектовање конструкција. Презентована је и техничка регулатива која се односи на класификацију самоуграђујућих бетона и дефинисање њихових својстава.

У трећем поглављу приказане су основне поставке прорачуна армиранобетонских линијских носача, као и методе за прорачун армиранобетонских носача. Дефинисана су напонско деформацијска стања кроз која линијски носач пролази у зависности од интензитета оптерећења. Дефинисан је коефицијент дуктилности армиранобетонских елемената изложених савијању, а на основу до сада спроведених испитивања дефинисани су и фактори који утичу на коефицијент дуктилност. Како дуктилност зависи од капацитета ротације попречног пресека у коме је дошло до формирања пластичног зглоба, разматран је капацитет пластичне ротације пресека, као и фактори од којих зависи. На основу до сада спроведених испитивања, као и важећих прописа за пројектовање армиранобетонских линијских носача ЕС 2, дефинисано је гранично стање носивости као и гранично стање употребљивости конструкцијски елемената.

Четврто поглавље обухвата спроведена сопствена експериментална испитивања. У оквиру сопственог експерименталног испитивања спроведено је испитивање рециклираног агрегата, као и физчко–механичких карактеристика самоуграђујућег бетона справљеног са тим агрегатом. Резултати испитивања самоуграђујућег бетона са рециклираним агрегатом у свежем и очврслом стању упоређени су са препорукама и важећим прописима за самоуграђујући бетон. Утврђивање граничних стања континуалних носача обављено је на девет континуалних носача, три носача од самоуграђујућег бетона са природним агрегатом и шест носача од самоуграђујућег бетона са рециклираним агрегатом. Приказани су резултати сопственог експерименталног испитивања континуалних носача на два поља, као и анализа резултата у зависности од врсте бетона од кога су носачи направљени.

Пето поглавље обухвата нумеричку анализу армиранобетонских носача методом коначних елемената применом софтверског пакета Абакус (ABAQUS). Дефинисани су потребни параметри, коначни елементи и прорачунски модел којим су моделирани континуални носачи. Спроведена је анализа нумерички добијених резултата, а

извршено је и поређење тих резултата са одговарајућим експериментално добијеним резултатима.

У шестом поглављу, презентовани су општи закључци, као и препоруке за будућа истраживања.

2 САМОУГРАЂУЈУЋИ БЕТОН

2.1 Увод

По својој природи самоупраћујући бетон (Self-Compacting Concrete-SCC) или самоупраћљиви бетон (Self-Placing Concrete-SPC) је бетон који након изливања у оплату не захтева додатно вибрирање. Збијање (компактирање) овог бетона у сваком делу, или у сваком углу оплате, укључујући и њене тешко приступачне делове, остварује се без икаквих спољних сила, осим силе гравитације, тј. његове сопствене тежине. Свежа бетонска мешавина изливена у оплату *тече лагано и потпуно испуњава чак и најмање просторе између шипки арматуре, односно између арматуре и оплате* [1,2,3]. Самоупраћујући бетон такође је познат и као бетон који тече, слободно вибрирани бетон, бетон високе обрадљивости, јер се ради о бетонској мешавини коју карактерише висока способност распростирања, чак и кроз препреке као што су густо распоређене (нагомилане) арматурне шипке.

Појавом самоупраћујућег бетона знатно је побољшан процес пројектовања и изградње квалитетних савремених грађевинских објеката. Самоупраћујући бетон је због својих одличних перформанси у стању да се прилагоди траженим условима, што резултира његовом све широм применом. Док тече под сопственом тежином, чак и у присуству густо распоређених арматурних шипки, самоупраћујући бетон мора да испуни одређене услове, а да у исто време задовољи услове добре хомогености и трајности [4]. Услови који морају бити испуњени су следећи:

- *Отпорност према спољној сегрегацији:* самоуграђујући бетон као и све компоненте у процесу транспорта и претакања треба да одрже уједначеност, без издвајања крупног агрегата (aggregate settlement) и издвајања воде (bleeding);
- *Отпорност према инертној сегрегацији:* добра мобилност, равномерна дистрибуција и слободан проток компонената самоуграђујућег бетона за време изливања у оплату, док тече само под сопственом тежином, при чему савладава силе трења и отпора, да би у потпуности испунио све углове оплате;
- *Отпорност на сегрегацију при распростирању:* способност да прође кроз отворе између арматурних шипки и да може слободно да тече кроз уске интензивно армиране елементе, без међусобног укљештавања зрна агрегата и сударања са арматурним шипкама и оплатом.

Предности самоуграђујућег бетона у односу на вибрирани бетон су:

- Елиминише се потреба за вибрирањем што доводи до уштеде енергије и смањења буке током ливења. Стварају се бољи услови рада и побољшава ефикасност рада;
- Избегавањем вибрирања спречава се исцуривање бетонске мешавине из калупа, спречава се померање и смањује се могућност оштећења калупа;
- Повећава се степен слободе обликовања конструкције, па се могу употребити за извођење и обликовање интензивно армираних сложених облика танкозидних конструкција;
- Омогућава се широка употреба индустријских отпада који се користе као адитиви за смањење топлоте хидратације у бетонској мешавини;
- Брзина изградње објекта, смањење броја оперативних радника, као и пројектовање оптималних конструкција резултује смањењем трошкова при изградњи армиранобетонских конструкција.

Због својих реолошких карактеристика и многих предности употреба самоуграђујућег бетона може да допринесе значајном побољшању квалитета армиранобетонских конструкција.

2.2 Истраживања самоуграђујућег бетона у Србији и иностранству

Појава самоуграђујућег бетона у Европи тесно је повезана са активностима RILEM-а (Међународног удружења лабораторија и експерата за материјале и

конструкције). Ова међународна асоцијација бави се проблемима самоуграђујућег бетона кроз рад Техничких Комитета и организовањем међународних симпозијума.

EFNARC (Европска федерација произвођача грађевинске хемије и бетонских система), настала 1989. године, формирала је свој Технички Комитет у чијем су раду учествовали представници свих водећих произвођача грађевинске хемије, а као резултат рада настале су препоруке *Specification and Guidelines for Self Compacting Concrete* [5,6]. Европско друштво за истраживање и развој технологије покренуло је у склопу Eu Ram Project-а програм *Рационална производња и побољшање радне средине употребом самоуграђујућег бетона*. Пројекат је трајао од 1996. до 2000. године и резултирао је извештајем *Принципи и препоруке за самоуграђујући бетон* [4].

Са порастом интересовања за самоуграђујући бетон, одржавају се многи регионални и национални скупови. У Сједињеним Америчким Државама расте интересовање за примену самоуграђујућег бетона, посебно у индустрији префабрикованих и претходнонапрегнутих бетонских елемената. Тако је 2002. године одржана прва Северноамеричка конференција у Чикагу.

Маја 2005. године одржан је први кинески симпозијум са међународним учешћем посвећен самоуграђујућем бетону. На истраживању самоуграђујућег бетона у Кини ради се од 1990. године, а 1996. године почиње се са његовом производњом у фабрици бетона у Пекингу. У последњих неколико година у Кини се интензивно ради на развоју и примени самоуграђујућег бетона у грађевинарству. Тако је 2003. године самоуграђујући бетон по први пут примењен за изградњу аеродромске писте.

У Србији, последњих неколико година, започета су теоријска и експериментална истраживања из ове области. Грађевински факултет у Београду, Факултет техничких наука у Новом Саду и Грађевинско–архитектонски факултет у Нишу, заједно са Институтом ИМС из Београда, заједничким снагама раде на истраживању самоуграђујућег бетона и могућностима примене рециклираног агрегата у справљању ове врсте бетона. У склопу овог истраживања је до сада објављен велики број научних радова, како у домаћим, тако и у међународним часописима и зборницима радова са конференција.

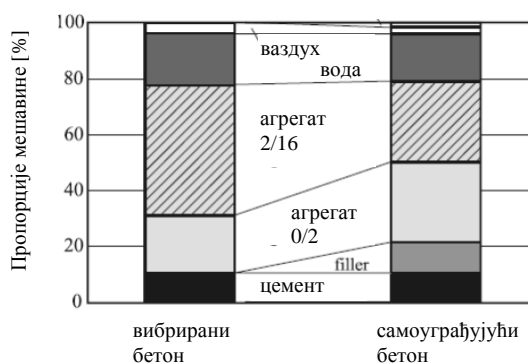
На Грађевинском факултету у Београду, 2009. године, одбрањена је докторска дисертација Бајић–Окрајнов Руже, *Високовредни самозбијајући бетон у елементима са израженим главним напонима затезања* [7]. На Грађевинско–архитектонском факултету у Нишу, 2009. године, одбрањена је магистарска теза под насловом *Својства и технологија самоуграђујућег бетона са посебним освртом на могућност употребе*

рециклираног агрегата за његово справљање, аутора Деспотовић Иве [8]. Јасмин Шешић је на Грађевинском факултету у Суботици, 2010. године, одбранио магистарски рад под насловом *Могућност примене самоуградивог бетона у савременим бетонским конструкцијама* [9].

Иако су истраживања самоуграђујуће бетонске мешавине у току, SCC је нашао примену у извођењу грађевинских објеката. Тако је на Новом Београду самоуграђујући бетон примењен за израду армиранобетонске темељне плоче, као и при изградњи телевизијског торња на Авали, где су примењени бетони МБ 50 и МБ 60 [10,11,12,13].

2.3 Пројектовање самоуграђујуће бетонске мешавине

Основне компоненте за самоуграђујућу бетонску мешавину исте су као и оне које се користе код вибрираног бетона. Да би се добиле тражене особине свежег самоуграђујућег бетона, неопходан је већи проценат ултра финих материјала и инкорпорираних хемијских додатака, нарочито ефикасних суперпластификатора. Као филер материјал користи се летећи пепео, кречњак у праху, шљака из високих пећи, силицијум и кварц у праху [14, 15, 16, 17]. Поређење састава типично пројектоване мешавине самоуграђујућег бетона и мешавине вибрираног бетона приказано је на Слици 2.1.



Слика 2.1 Уобичајени састав вибрираног и самоуграђујућег бетона [18]

Како самоуграђујући бетон обухвата широку лепезу различитих мешавина, врши се пројектовање и тестирање сваке одговарајуће мешавине да би били задовољени услови пројекта, те се може рећи да не постоји јединствена мешавина. Постоји велики број метода за пројектовање мешавина, као што су описали: Окамура и Озава [19], Су Н (Su N) [20], Босилјков В.Б (Bosiljkov V.B.) [21], Сонеби М. (Sonebi M.) [22].

Просечне вредности компонената за справљање SCC бетона су:

- садржај крупног агрегата 31,2 % запремине,
- садржај пасте 34,8 % запремине,
- садржај прашкасте компоненте 500 kg/m^3 ,
- однос воде и прашкасте компоненте 0,34 масе,
- садржај ситног агрегата и малтера 47,5 % запремине.

Окамура даје следеће препоруке за пројектовање мешавине самоуграђујућег бетона, која је позната и као Јапанска метода:

- крупан агрегат фиксирати на 50 % у односу на запремину чврстих састојака,
- ситан агрегат фиксирати на 40 % у односу на запремину малтерске компоненте (прашката компонента + песак + вода),
- водопрашкасти фактор (запремински однос) узети у распону од 0,90 до 1,0 у зависности од својстава унетих прашкастих честица,
- количину суперпластификатора и коначну вредност водопрашког фактора усвојити тако да се омогући самозбијање.

Европски водич за самоуграђујући бетон [5,6] даје препоруке за справљање мешавине, приказане у Табели 2.1, уз напомену да један или више састојака могу да изађу ван дефинисаних вредности.

Табела 2.1 Уобичајене вредности састојака према Европском водичу за самоуграђујући бетон [6]

Састојак	Уобичајена вредност по маси kg/m^3	Уобичајена вредност по запремини l/m^3
Прашкасте честице	380 - 600	
Паста		300 - 380
Вода		150 - 210
Крупан агрегат		270 - 360
Ситан агрегат (песак)	48 - 55% од тежине укупног агрегата	
Водопрашкасти фактор		0,85 - 1,10

2.4 Карактеристике и испитивање свеже бетонске мешавине

Кључне карактеристике свеже мешавине самоуграђујућег бетона су: способност течења, вискозност (изражена брзином течења), способност пролаза и отпорност на сегрегацију [5,6]. Бетонска мешавина је класификована као самоуграђујући бетон једино ако су задовољени захтеви у погледу наведених особина.

Способност самоуграђујућег бетона да тече назива се још и деформабилност бетонске мешавине. Дефинише се као способност бетона да се равномерно шири кроз

оплату најразличитијег облика само под сопственом тежином. Да би се постигла жељена деформабилност бетонске мешавине важно је да се смањи трење између чврстих честица мешавине, што се може постићи повећањем запремине пасте и смањењем количине крупног агрегата. Други начин који омогућава смањење унутрашњег трења између честица је примена континуирано градуираног филера (са свим потребним фракцијама) и минимална употреба једнолично градуираног (само једна фракција) агрегата [23].

Да би се повећала деформабилност саме пасте и смањило унутрашње трење између чврстих честица, најчешће се користе редуктори воде – High Range Water Reducing Admixture (HRWR) за справљање мешавине самоуграђујућег бетона. То су суперпластификатори који смањују количину потребне воде, при чему се уградљивост мешавине не мења, а чврстоћа повећава [4]. Испитивања су показала да се са повећањем садржаја суперпластификатора повећава деформабилност, али се смањује вискозност бетонске мешавине.

Да би се обезбедила хомогена расподела бетонске мешавине унутар оплате, потребно је да мешавина има велику отпорност на сегрегацију. Адекватна кохезија постиже се применом модификатора вискозитета – Viscosity Modifying Agent (VMA), који доводе до модификација реолошких особина цементне пасте [4]. Модификатори вискозитета повећавају пластичну вискозност и границу течења, а користе се у комбинацији са пластификаторима да би се постигле оптималне вредности. Некомпатибилност између цемента и суперпластификатора приликом справљања самоуграђујућег бетона може битно да утиче на његове карактеристике у свежем и очврслом стању. Други приступ обезбеђивања адекватне кохезије је смањење слободне количине воде и повећање количине песка. Смањење слободне количине воде у бетонској мешавини могуће је спровести и додавањем филера цементу.

Методe које су се до данас користиле за утврђивање карактеристика свеже бетонске масе самоуграђујућег бетона у складу су са препорукама Јапанске Асоцијације Друштва грађевинских инжењера. Најчешће коришћене методе на основу Европског правилника за самоуграђујући бетон EFNARC [5,6], као и прописа EN 206–9:2010 [24], приказане су у Табели 2.2.

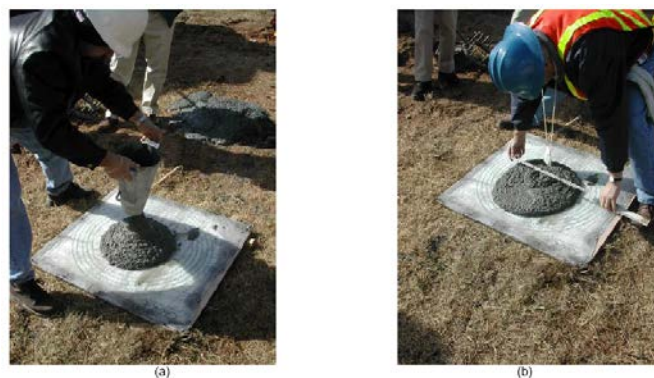
Табела 2.2 Најчешће коришћене методе за утврђивање карактеристика свеже бетонске масе самоуграђујућег бетона

Карактеристика бетона	Коришћена метода
Способност течења	Slump-flow test
Вискозност	T ₅₀₀ Slump-flow ili V-funnel test
Способност проласка	L – box test
Отпорност на сегрегацију	Тест отпорности на ситу

2.4.1 Испитивање способности течења (Slump-flow test, T₅₀₀ Slump-flow)

Конвенционални тест слегања, који се користи за утврђивање пластичности свеже бетонске масе, дефинисан је на основу EN 12350-8;EN 206-9:2010 [24]. Ово је најчешће коришћен тест који даје добре резултате у одређивању способности покретљивости (течења) свеже бетонске масе, али не показује способност проласка између арматурних шипки. Њиме је могуће дефинисати отпорност бетона према сегрегацији. Тест се састоји у мерењу просечног пречника при ширењу бетонске мешавине након подизања металног конуса. Просечна вредност мереног пречника распрострањања креће се од 550 до 850 mm, а минимална потребна вредност да би се бетонска мешавина сврстала у самоуграђујући бетон је 560 mm.

На основу измереног времена потребног да се мешавина разлије у круг пречника 500 mm (T₅₀₀), Слика 2.2, врши се категоризација течења бетона. Мање вредности измереног времена указују на бољу способност течења. За инжењерску праксу оптимално време је од 3 до 7 секунди. Тест се успешно користити за процену конзистенције фабрички справљаног бетона који се допрема на градилиште. Апаратура која се примењује у овом тесту дефинисана је на основу EN 12350-2 [24].



Слика 2.2 Испитивање способности течења

2.4.2 Испитивање вискозности (V-funnel test i V-funnel test za T_{5min})

Тест је развио Озава, Јапан, а испитивање дефинишу EN 12350–9; EN 206–9:2010 [24]. Испитивањем се утврђује способност течења самоуграђујућег бетона са максималним зрном агрегата до 20 mm. При испитивању вискозности мери се време потребно да бетонска мешавина прође кроз левак. Мерено време, као мера покретљивости самоуграђујуће бетонске мешавине, треба да износи између 2 и 12 секунди. Што је време проласка краће, то је способност течења бетона боља, а оптимална вредност је 10 секунди. Продужено време течења указује на могућу склоност бетонске мешавине да се „заблокира“ између арматурних шипки. Време истицања мешавине мери се и након што бетон одстоји 5 минута у левку. Уколико се јави сегрегација, време течења (T_{5min}) се поново мери. Применом овог теста могуће је уочити да ли има превише крупног агрегата када долази до заглављивања бетонске масе. Дуже време течења се такође доводи у везу са слабом деформабилношћу, што се и очекује од вискозних пасти са великим унутрашњим трењем.

2.4.3 Испитивање способности проласка свеже бетонске мешавине (L – box test)

Овај тест служи за процену течења бетона између арматурних шипки, а дефинисан је у пропису EN 12350–10; EN 206–9:2010 [24]. Помоћу овог теста симулира се изливање бетонске мешавине у оплату и њен пролазак кроз арматурне шипке само под дејством силе гравитације. Показатељ карактеристика проласка бетонске мешавине између арматурних шипки дефинисан је као однос измерене висине бетона на крају хоризонталног дела апаратуре и остатка у њеном вертикалном делу, што уједно представља и нагиб бетона у мировању. До блокирања и сегрегације долази у границама од 0,80 до 0,85, док су на основу смерница EFNARC [5,6] утврђене вредности од 0,80 до 1,0. Ове вредности дефинисане су и прописом EN 206–9:2010 [24]. Могуће је мерити и време T₂₀ и T₄₀ потребно да мешавина стигне на 200 и 400 mm од изласка, мада конкретне вредности још нису званично усвојене. Како се L – box testom одређују битне карактеристике самоуграђујућег бетона, он се најчешће користи како у лабораторијским, тако и у градилишним условима.

2.4.4 Испитивање отпорности на сегрегацију (Sieve stability test)

Поступак испитивања отпорности на сегрегацију дефинисан је на основу EN 12350–11; EN 206–9:2010 [24]. Овим тестом се испитује отпорност самоуграђујућег бетона на сегрегацију мерењем масе свежег самоуграђујућег бетона која је прошла кроз сито квадратног отвора величине 5mm. На сито се сипа бетонска мешавина са висине 50 ± 5 cm, а након 2 минута сито се лагано уклони без потресања и измери се количина малтера која исцури. Процент проласка узорка кроз сито представља меру сегрегације.

На основу података из праксе, закључује се да је тест веома поуздан и ефикасан за испитивање стабилности самоуграђујуће бетонске мешавине. Искуство показује да када је проценат проласка кроз сито 5–15 % тежине узорка, отпорност на сегрегацију је сасвим задовољавајућа. Испод 5 % отпорност на сегрегацију је велика, а изнад 15 %, поготово изнад 30 %, сегрегација је велика.

2.5 Карактеристике и испитивање очврслог бетона

Због боље микроструктуре и хомогености самоуграђујућег бетона, његове основне карактеристике разликују се у односу на карактеристике вибрираног бетона [25]. У погледу чврстоће при притиску особине самоуграђујућег бетона сличне су вибрираном бетону [26]. Постоји извесна сумња да самоуграђујући бетон има нижу вредност модула еластичности због мањег садржаја крупног агрегата, што може довести до повећаних деформацијских карактеристика како конвенционално армираних, тако и претходнонапрегнутих бетонских елемената. Због високог садржаја пасте очекује се да ће скупљање самоуграђујућег бетона бити веће, што доводи до дугорочних деформација и смањења силе преднапрезања.

Многе студије презентоване у литератури указују да се својства самоуграђујућег бетона не разликују значајно од својстава вибрираног бетона:

- У британском EuRam пројекту (1997–2000) испитиван је велики број узорака (коцке, призме и цилиндри), као и стубови и греде од пет врста бетона, тако да је извршено директно поређење свих аспеката очврслог самоуграђујућег бетона и референтних вибрираних бетонских мешавина. Указано је да је однос између модула еластичности E_s и чврстоће при притиску f_c сличан за самоуграђујући бетон и референтну мешавину вибрираног бетона [4];

- Б. Персон (B. Persson) [27] спроводи нумеричко и експериментално поређење механичких особина самоуграђујућег бетона и одговарајућих вибрираних мешавина. Резултати показују да се модул еластичности самоуграђујућег бетона не разликује знатно од модула еластичности вибрираног бетона при истој чврстоћи при притиску;
- На основу истраживања спроведених на Коши Универзитету у Јапану [28], као и резултата објављених на међународним конференцијама, формирана је база података везаних за механичке карактеристике самоуграђујућег бетона у очврслом стању. На основу прикупљених података обављена је компаративна анализа појединих механичких карактеристика самоуграђујућег бетона са тренутно важећим прописима СЕВ–FIP Model Code 90 и Еврокодом 2. На основу спроведене анализе за исте вредности водоцементног фактора, чврстоће при притиску самоуграђујућег и вибрираног бетона су сличне. Овај закључак приказан је и у раду П. Л. Домоне (P.L.Domone) [26];
- Упутства за самоуграђујући бетон презентована од стране European Project Group (2005) [6], представљају документ који даје потребна упутства и спецификације пројектантима и произвођачима самоуграђујућег бетона. Чврстоћа при притиску самоуграђујућег бетона слична је вибрираном бетону, док се после 28 дана чврстоћа при притиску у већини објављених резултата готово не разликује. Примена самоуграђујућег бетона прихваћена је и од стране EN 1992–1–1 [29] и EN 206–1:2000 [30], а ближе одредбе за испитивање самоуграђујућег бетона дефинисане су на основу EN 206–9:2010 [24];
- Виланова и остали (Vilanova et al) [31] анализирају могућност примене актуелних прописа (ACI, EC2, NZS 3101:2006, CSA A23.3-04) који се користе за процену механичких карактеристика вибрираног бетона у односу на самоуграђујући бетон. На основу базе података која обухвата 627 мешавина из 138 различитих референци, приказана је анализа модула еластичности и чврстоће при затезању у зависности од чврстоће при притиску. Коришћени прописи омогућавају прецизно одређивање механичких карактеристика самоуграђујућег бетона у очврслом стању;
- Итербек и остали (Itterbeack et al) [32], на основу сопственог експерименталног испитивања, као и података других истраживача, анализирају механичке карактеристике самоуграђујућег бетона (кофицијент конверзије коцка/цилиндар, чврстоћу при затезању, модул еластичности и скупљање) у

односу на EC2. Закључују да се препоруке за одређивање модула еластичности и чврстоће при затезању на основу чврстоће при притиску, дате у EC2, могу користити за самоуграђујући бетон, као и да коефицијент конверзије чврстоће при притиску са цилиндра на коцку, дефинисан на основу EN 206–1, обезбеђује адекватну процену чврстоће при притиску на цилиндру. Уочавају да је код правилно пројектованог самоуграђујућег бетона скупљање очврслог бетона мање од оног које је предвиђено на основу EC2;

- Ф. Аслани и С. Нејади (F. Aslani, S. Nejadi) [33], на основу формиране базе података великог броја експерименталних резултата и предложених аналитичких модела за механичке карактеристике очврслог самоуграђујућег бетона од стране многих аутора, предлажу једноставне и рационалне аналитичке формулације за одређивање модула еластичности и чврстоће при затезању у зависности од чврстоће при притиску, као и везе између напона и дилатација за самоуграђујући бетон.

На основу свега напред наведеног, може се закључити да су механичке карактеристике самоуграђујућег бетона сличне особинама вибрираног бетона.

2.5.1 Чврстоћа при притиску

Чврстоћа бетона при притиску је фундаментална карактеристика очврслог бетона и има значајну практичну примену. Дефинише се као просечан напон у узорку (еталону) изложеном аксијалном притиску при сили лома [34]:

$$f_{pb} = \frac{F_p}{A} \left[\text{N/mm}^2 \right]. \quad (2.1)$$

Чврстоћа при притиску се утврђује излагањем епрувете (узорка) очврслог бетона дејству једноаксијалне силе притиска према одредбама стандарда SRPS ISO 4012:2000:1997 [35] или на основу прописа EN 206–9:2010 [30]. Стандардом SRPS ISO 4012:2000:1997 прописано је да се као узорци за испитивање могу користити епрувете облика коцке, цилиндра и призме, при чему се коцкама ивице 150 mm даје предност. Вредност чврстоће при притиску за један те исти бетон разликује се од облика примењеног узорка и његових димензија, а међусобна веза дефинисана је коефицијентом за прерачунавање.

До сада су се готово сва истраживања самоуграђујућег бетона односила на испитивање чврстоће при притиску и параметара који на њу утичу. Како је за

постизање високе деформабилности и стабилности мешавине самоуграђујућег бетона потребна велика количина прашкастих материја и релативно мали водоцементни фактор, закључује се да чврстоћа може да се регулише врстом и уделом прашкастих компоненти [28]. Код самоуграђујућег бетона се уочава већа чврстоћа у поређењу са вибрираним бетоном са истим водоцементним фактором, јер се код самоуграђујућег бетона остварује јача веза између агрегата и очврсле пасте.

Коефицијент прерачунавања напона са цилиндра на коцку код вибрираног бетона износи 0,76, док се за самоуграђујући бетон креће у границама од 0,80 до 1,0 [26]. На основу истраживања спроведених на Технолошком Институту Харбин у Кини, утврђен је коефицијент прерачунавања напона при притиску са цилиндра на коцку од 0,84 за самоуграђујући бетон [28].

2.5.2 Чврстоћа при затезању

Чврстоћа бетона при затезању се одређује на нешто сложенији начин него чврстоћа при притиску због потешкоћа у обезбеђивању хомогеног напонског стања у узорку. Она се може одредити директним излагањем узорка затезању или индиректно, на основу напона при коме се цилиндар постављен хоризонтално у машини за тестирање подели дуж пречника. Поступак за одређивање чврстоће при затезању дефинисан је на основу SRPS ISO 4108:2000 [35], као и EN 206–9:2010 [24]. Најчешће коришћена метода је одређивање чврстоће при затезању савијањем на основу SRPS ISO 4013:2000.

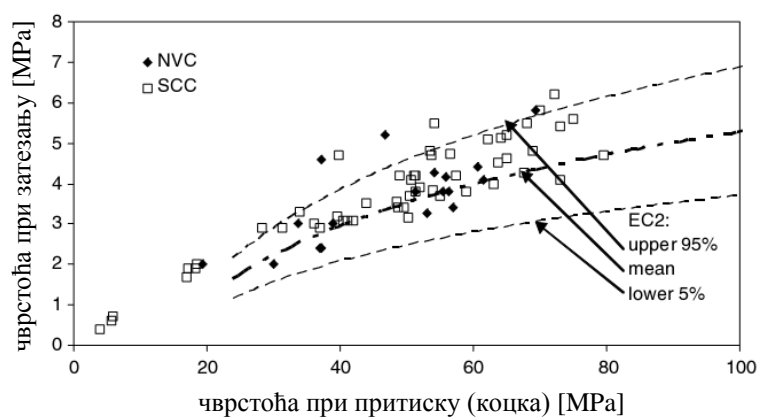
Веза између чврстоће при затезању (f_{ct}) и чврстоће при притиску (f'_c) дефинисана је на основу прописа за пројектовање бетонских конструкција од вибрираног бетона:

- EC2 [29] $f_{ct} = 0,3(f'_c)^{2/3}$;
- ACI 318 [37, 38] $f_{ct} = 0,56(f'_c)^{0,5}$;
- СЕВ-FIB MC 90 [39] $f_{ct} = 1,56 \left(\frac{f'_c - 8}{10} \right)^{2/3}$.

Када се чврстоћа при затезању код самоуграђујућег и вибрираног бетона одређује директним аксијалним напрезањем, тестом цепања или савијањем, разлика готово да и не постоји [40]. Како је самоуграђујући бетон могуће пројектовати тако да се задовољи прописана класа чврстоће при притиску, чврстоћа при затезању се може

сматрати истом као и код вибрираног бетона. Због боље микроструктуре и мање укупне порозности могуће је да код самоуграђујућег бетона чврстоћа при затезању буде и већа у односу на вибрирани бетон исте чврстоће при притиску.

Однос чврстоће при затезању и чврстоће при притиску за самоуграђујући бетон сличан је оном за вибрирани бетон, при чему је велики број података добијен тестом цепања цилиндра налази у горњој половини опсега предложеног на основу ЕС 2, Слика 2.3 [26]. До сличног закључка у свом раду дошли су Итербек и остали [32].



Слика 2.3 Однос чврстоће при затезању и притиску за самоуграђујући и вибрирани бетон [26]

Многи истраживачи [41, 42, 43, 44, 45] бавили су се дефинисањем аналитичке везе између чврстоће при затезању и чврстоће при притиску самоуграђујућег бетона. Веза између чврстоће при затезању и чврстоће при притиску није дефинисана прописом EN 206–9:2010, али се предлог овог односа дефинише на основу неких до сада спроведених истраживања:

- Фелекоглу и остали (Felekoglu et al.) [41] $f_{ct} = 0,43(f'_c)^{0,6}$;
- Динакар и остали (Dinakar et al.) [42] $f_{ct} = 0,82(f'_c)^{0,5}$;
- Топчу и Угуноглу (Торсу i Угуноглу) [43] $f_{ct} = 0,0602f'_c + 0,2009$;
- Пара и остали (Parra et al.) [44] $f_{ct} = 0,28(f'_c)^{2/3}$;
- Ким (Kim) [45]
 - Доња граница $f_{ct} = 0,52(f'_c)^{0,5}$;
 - Средња $f_{ct} = 0,68(f'_c)^{0,5}$;
 - Горња граница $f_{ct} = 0,85(f'_c)^{0,5}$.

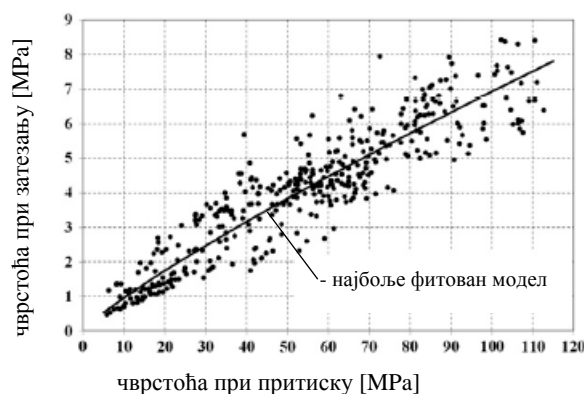
Ф. Аслани и С. Нејади [33] анализирају експериментално добијене вредности чврстоће при затезању у односу на различите аналитичке везе које се користе за предвиђање чврстоће при затезању у зависности од чврстоће при притиску. На основу формиране базе података и спроведене анализе предложили су модел за одређивање чврстоће при затезању самоуграђујућег и вибрираног бетона. Предложена аналитичка веза омогућава одређивање чврстоће при затезању самоуграђујућег бетона са различитим врстама агрегата (речни шљунак, дробљени гранит, кречњак) и пунила (летећи пепео, кречњак) у мешавини. Аналитичка веза за одређивање чврстоће при затезању гласи:

$$f_{ct} = \eta_1 (f'_c)^{\eta_2}. \quad (2.2)$$

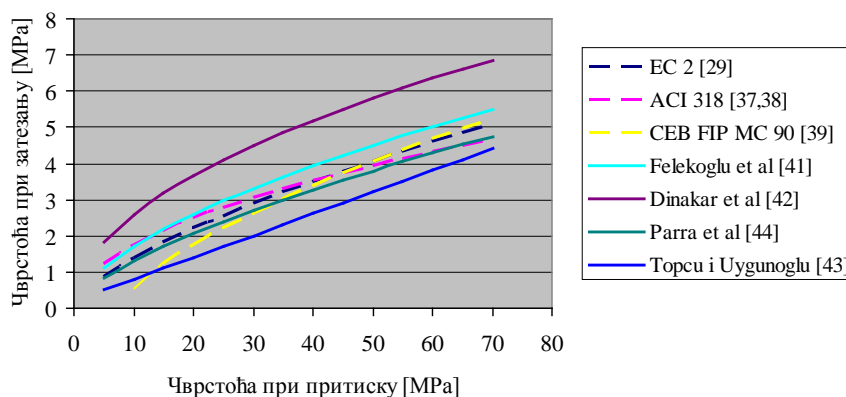
Табела 2.3 Коэффициенти η_1 и η_2 за одређивање чврстоће при затезању у односу на чврстоћу при притиску за различите врсте мешавина [33]

Карактеристике мешавине	η_1	η_2
Вибрирани бетон	0,190	0,780
Самоуграђујући бетон	0,115	0,893
Самоуграђујући бетон са речним облим и дробљеним гранитним агрегатом	0,115	0,912
Самоуграђујући бетон са кречњачким агрегатом	0,472	0,551
Самоуграђујући бетон са летећим пепелом као филером	0,251	0,712
Самоуграђујући бетон са кречњачким филером	0,082	0,965
Општи модел за обе врсте бетона	0,134	0,587

За разне врсте мешавина самоуграђујућег бетона, однос чврстоће при затезању и чврстоће при притиску као и предложена аналитичка веза приказани су на Слици 2.4.



Слика 2.4 Однос чврстоће при затезању и чврстоће при притиску за самоуграђујуће бетоне [33]



Слика 2.5 Графичка интерпретација аналитичке везе чврстоће при затезању и чврстоће при притиску

На Слици 2.5 графички су представљене криве којима је дефинисан однос између чврстоће при притиску и чврстоће при затезању за вибрирани бетон (испрекидана линија) и самоупрађујући бетон (пуна линија).

2.5.3 Веза напон–дилатација

Да би се извршила рационална анализа и пројектовање армиранобетонских носача неопходно је познавати везу између напона и дилатација, као и аналитички израз који дефинише ову зависност. Познавање ове везе нарочито је битно код армираног бетона који је композитни материјал, јер се у анализи напона у пресеку елемента мора узети у обзир равнотежа унутрашњих сила у бетону и арматурном челику, као и компатибилност дилатација у попречном пресеку [46].

Приликом одређивања чврстоће бетона при притиску, на цилиндру који је оптерећен аксијалном силом притиска, могуће је установити зависност између напона (σ_b) и дилатације (ϵ_b) [34]. Механичке особине добијене на основу аксијалног напона притиска приказане су помоћу радног дијаграма, или како се често назива σ – ϵ дијаграм и осликавају понашање бетона у целини. Почетни део криве дефинише еластичне карактеристике, све до појаве напона течења док тачка у којој напон достиже свој максимум представља чврстоћу бетона при притиску. Опадајући део криве је кључни елемент у нелинеарној анализи армирано бетонских елемената. На основу σ – ϵ дијаграма дефинише се и статички модул еластичности.

Бројни емпиријски изрази, који у математичком смислу имају различите облике, преко полинома, експоненцијалних, тригонометријских и рационалних функција,

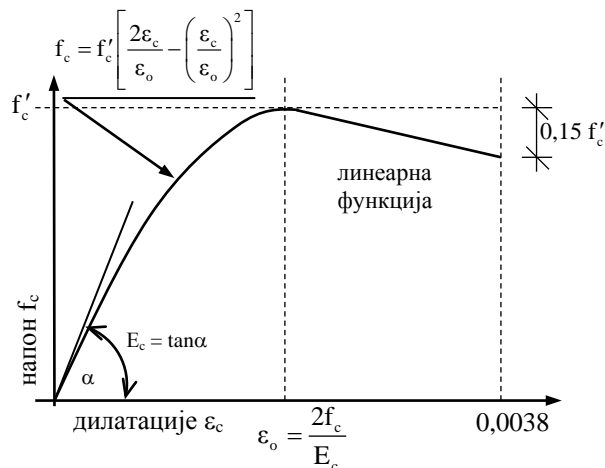
изведени су да би се на што једноставнији начин дефинисала веза између напона и дилатације при аксијалном напрезању бетона [47]. Најчешће коришћена аналитичка веза између напона притиска и дилатација за вибрирани бетон је предложена од стране Поповица, Саргина и Хогнестада (Popovicsa, Sargin, Hognestad), Слика 2.6, а њена математичка формулација гласи:

$$f_c = \begin{cases} f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} \right)^2 \right] & \varepsilon_c \leq \varepsilon'_c, \\ f'_c \left[1 - 0,15 \left(\frac{\varepsilon_c - \varepsilon'_c}{\varepsilon_u - \varepsilon'_c} \right)^2 \right] & \varepsilon'_c \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_u, \end{cases} \quad (2.3)$$

$$(2.4)$$

где је:

- f'_c – чврстоћа при притиску [МПа],
- ε'_c – дилатација при напону f'_c ,
- ε_c – дилатација која одговара напону f_c .



Слика 2.6 Хогнестада модел везе напон – дилатација [47]

Поповиц, Тхоренфелд и Колинс (Popovicsa, Thorenfeldt i Collins) [48] дефинисали су аналитичку везу између напона при притиску и дилатације у следећем облику:

$$\sigma_c = f'_c \frac{n \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} \right)}{n - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} \right)^{nk}}, \quad (2.5)$$

при чему, ако је:

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} < 1 \Rightarrow k = 1,0,$$

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} > 1 \Rightarrow k = 0,67 + \frac{f'_c}{62} [\text{МПа}],$$

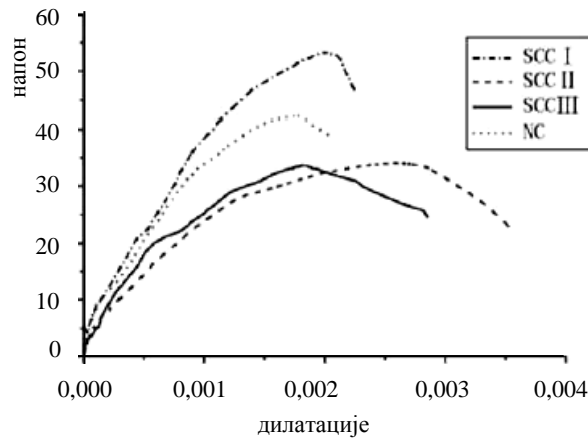
где је:

- f'_c – чврстоћа при притиску [МПа] измерена на цилиндру,
- ε'_c – дилатација при напону f'_c [%о],
- $\varepsilon'_c = \frac{f'_c}{E_c} \frac{n}{n-1}$,
 - n – фактор подешавања криве,
- $n = 0,8 + \frac{f'_c}{17}$ или $n = \frac{E_c}{(E_c - E'_c)}$,
 - E_c – Тангентни модул еластичности [МПа],
- $E_c = 3320\sqrt{f'_c} + 6900$ или $E_c = w_c^{1,5} \cdot 0,043\sqrt{f'_c}$,
 - w_c – запреминска маса бетона [kg/m^3],
- $E'_c = \frac{f'_c}{\varepsilon'_c}$,
 - k – фактор смањења напона након достизања чврстоће f'_c .

За адекватну примену овог модела неопходно је експериментално одредити везу напон–дилатација на основу чега се дефинишу следећи параметри: $f'_c, \varepsilon'_c, E'_c, k$. Када веза напон–дилатација није одређена експериментално, потребни параметри одређују се применом аналитичких израза на основу одређене чврстоће при притиску.

Веза која дефинише међусобну зависност између напона и дилатације при аксијалној сили притиска за самоуграђујући бетон до сада није у потпуности истражена. Аналитичке формулације којима је дефинисана веза између напона и дилатације за самоуграђујући бетон од стране неких истраживача приказане су у радовима [28, 49, 50, 51].

На Тахнолошком Институту Харбин у Кини (2008) обављено је експериментално одређивање зависности између напона и дилатације код самоуграђујућег бетона. На основу добијених резултата (Слика 2.7) закључује се да је облик криве напон–дилатација сличан облику за вибрирани бетон.



Слика 2.7 Експериментално добијена зависност напон-дилатација [28]

Упоредном анализом експериментално добијених података и аналитичких израза везе напон–дилатација које су предложили Гуо Зенаи, Саргин и Хогнестад (Guo Zhenhai, Sargina и Hognestad) закључује се да аналитичка формулација коју је дао Гуо Зенаи на једноставан начин описује везу напон–дилатација за самоуграђујући бетон изложен аксијалној сили притиска [28]. Ова аналитичка веза између напона и дилатације дефинисана је у следећем облику:

$$y = \begin{cases} ax + (3 - 2a)x^2 + (a - 2)x^3 & 0 \leq x \leq 1, \\ \frac{x}{\alpha(x - 1)^2 + x} & x \geq 1, \end{cases} \quad (2.6)$$

$$y = \begin{cases} ax + (3 - 2a)x^2 + (a - 2)x^3 & 0 \leq x \leq 1, \\ \frac{x}{\alpha(x - 1)^2 + x} & x \geq 1, \end{cases} \quad (2.7)$$

где је:

- $x = \frac{\sigma}{\sigma_c}$, $y = \frac{\epsilon}{\epsilon_c}$, $a = 3,703 - 0,035f_{c,10}$ или $a = 3,4 - 0,01f_{cu}$,
- $\alpha = 0,193f_{c,10} - 3,173$, или $\alpha = 0,132(f_{cu})^{0,785} - 0,905$,
- ϵ_c – гранична вредност дилатација,
- f_{cu} – максимална вредност напона притиска.

Ф. Аслани и С. Нејади [33] на основу великог броја експерименталних података, као и аналитичких веза између напона и дилатација за самоуграђујући и вибрирани бетон, закључују да веза предложена од стране Ђ. Кареира и КХ Чу (Dj. Carreira и КН. Чу) на задовољавајући начин описује везу између напона и дилатације за самоуграђујући бетон. Предложена аналитичка веза дефинисана је следећим изразом:

$$\frac{\sigma_c}{f'_c} = \frac{n \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c} \right)}{n - 1 + \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c} \right)^n}, \quad (2.8)$$

где је:

$$\begin{aligned}
 - \quad n &= n_1 = \left[1,02 - 1,17 \left(\frac{E_{\text{sec}}}{E_c} \right) \right]^{-0,74} \quad \text{ако је} \quad \varepsilon_c \leq \varepsilon'_c, \\
 - \quad n &= n_2 = n_1 + (\lambda + 28\mu) \quad \varepsilon_c \geq \varepsilon'_c, \\
 - \quad E_{\text{sec}} &= \frac{f'_c}{\varepsilon'_c}, \\
 - \quad \lambda &= (135,16 - 0,1744f'_c)^{-0,46}, \\
 - \quad \mu &= 0,83 \exp\left(\frac{-911}{f'_c}\right), \\
 - \quad \varepsilon'_c &= \left(\frac{f'_c}{E_{\text{sec}}} \right) \left(\frac{\Psi}{\Psi - 1} \right), \\
 - \quad \Psi &= \frac{f'_c}{17} + 0,8,
 \end{aligned}$$

при чему је: σ_c – напон у бетону, f_c – максимална чврстоћа бетона при притиску, ε – дилатација у бетону, ε_{oc} – дилатација која одговара максималној вредности напона, E_c – модул еластичности, E_{sec} – секантни модул еластичности, n – параметри који зависе од облика криве напон–дилатација, n_1 – растућа грана, n_2 – опадајућа грана, λ и μ – коефицијенти линеарности.

На основу предложеног аналитичког израза (2.8) дефинисана је веза напон–дилатација за самоуграђујући бетон са различитом врстом агрегата и филера, а истраживања су показала да се може користити и за вибрирани бетон.

На основу свог истраживања које је обухватило 162 цилиндра, чија се чврстоћа кретала од 35–70 МПа, Р. Кумар и остали (R. Kumar et al.) [50] дефинишу везу између напона и дилатације за самоуграђујући бетон у следећем облику:

$$f_c = f'_c \left[\frac{\alpha \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_o} \right) + (k\beta - 1) \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_o} \right)^2}{1 + (\alpha - 2) \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_o} \right) + k\beta \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_o} \right)^2} \right], \quad (2.9)$$

где је:

$$\begin{aligned}
 - \quad \beta &= \frac{\left(\frac{\varepsilon_{80}}{\varepsilon_o} \right)^2 - (0,2\alpha + 1,6) \left(\frac{\varepsilon_{80}}{\varepsilon_o} \right) + 0,8}{0,2 \left(\frac{\varepsilon_{80}}{\varepsilon_o} \right)^2}, \\
 - \quad \alpha &= \frac{E_{it}\varepsilon_o}{f'_c},
 \end{aligned}$$

- $k = 1,85 - 0,025f'_c$,
- $\varepsilon_o = 0,0006(f'_c)^{0,33}$,
- $\varepsilon_{80} = 0,0015(f'_c)^{0,16}$,
- $E_{it} = 5300(f'_c)^{0,46}$.

На основу експерименталних резултата Прасад М.Л.В и остали (Prasad, M.L.V. at al.) [51] дефинисали су аналитички израз везе између напона и дилатације за самоуграђујући бетон, који се може употребити и у случају самоуграђујућег бетона са стакленим влакнима, а он гласи:

$$f_c = f'_c \frac{2,8662 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_o} \right)}{1 + 0,8662 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_o} \right) + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_o} \right)^2} \text{ за растући део криве,} \quad (2.10)$$

$$f_c = f'_c \frac{2,8662 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_o} \right)}{1 + 0,8662 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_o} \right) + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_o} \right)^2} \text{ за опадајући део криве.} \quad (2.11)$$

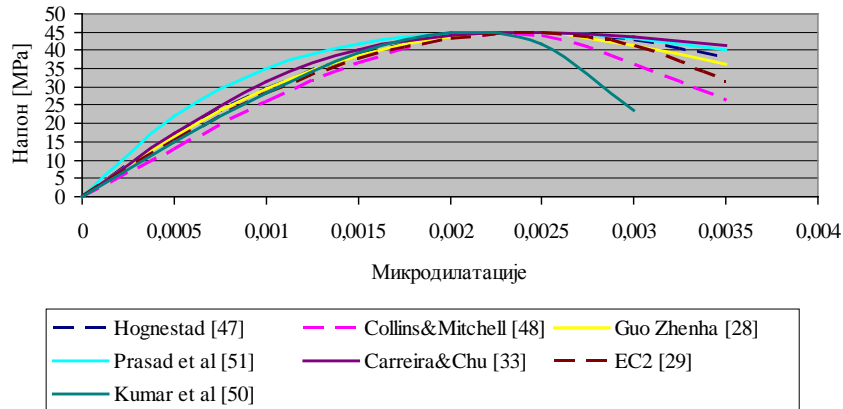
На основу ЕС2 [29] веза између напона и дилатације дефинисана је као:

$$\frac{\sigma_c}{f'_c} = \frac{k \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2}{1 + (k-2) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}}, \quad (2.12)$$

где је:

- $k = 1,05E_{cm} x |\varepsilon_{c1}| / f'_c$,
- f_{cm} – чврстоћа бетона при притиску, добијена на цилиндру,
- ε_{c1} – дилатација при максималној чврстоћи при притиску,
- E_{cm} – модул еластичности.

Претходно изложене аналитичке формулације везе између напона и дилатације приказане су на Слици 2.8. Пуним линијама приказани су модели за самоуграђујући бетон, док су испрекиданим линијама приказани модели за вибрирани бетон.



Слика 2.8 Везе напон-дилатација за вибрирани и самоуграђујући бетон

Сви до сада приказани аналитички изрази су доста компликовани за практичну примену, тако да се приликом прорачуна армиранобетонских конструкција од вибрираног бетона користи упрошћени радни дијаграм бетона, који је облика парабола–права.

Веза напон–дилатација на основу EC2 [29] приказана је на Слици 2.9, а дефинисана је следећим аналитичким изразом:

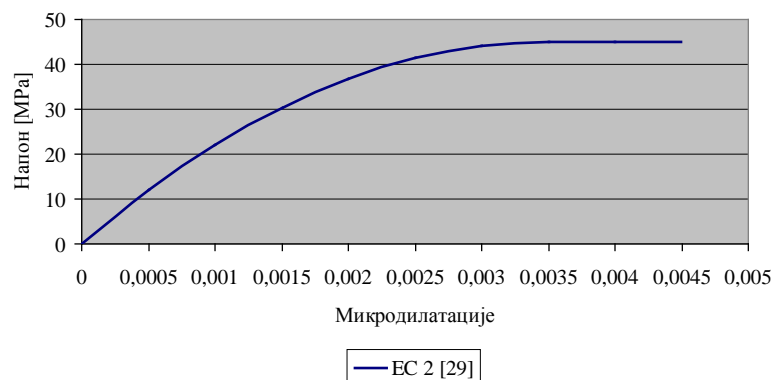
$$\sigma_c = \begin{cases} f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] & 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2}, \\ f_{cd} & \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2}, \end{cases} \quad (2.13)$$

где је:

- n – експонент, $n=2,0$ за $f_{ck} \leq 50$ МПа, за $f_{ck} \geq 50$ МПа је $n = 1,4 + 23,4 \left[\frac{90 - f_{ck}}{100} \right]^4$,
- ϵ_{c2} – дилатација која одговара максималној чврстоћи, ($\epsilon_{c2}=2,0$ ‰ за $f_{ck} \leq 50$ МПа, за $f_{ck} \geq 50$ МПа је $\epsilon_{c2} = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$),
- ϵ_{cu2} – гранична дилатација ($\epsilon_{cu2}=3,5$ ‰ за $f_{ck} \leq 50$ МПа, док за $f_{ck} \geq 50$ МПа

износи:

$$\epsilon_{cu2} = 2,6 + 35 \left[\frac{90 - f_{ck}}{100} \right]^4.$$



Слика 2.9 Упроићена веза напон-дилатација на основу EC2

2.5.4 Модул еластичности

За пројектовање армиранобетонских носача потребно је познавање модула еластичности при аксијалном притиску. Познавање модула еластичности је важно за прорачун деформација и преслина код армиранобетонских конструкција као и прорачун губитака код претходнонапрегнутих носача.

Одређивање модула еластичности врши се експериментално. У многим земљама не постоје општи стандарди за одређивање модула еластичности, док се у Србији експерименталним путем може утврдити на основу СРПС ИСО 6784:2000 [35].

С обзиром на нелинеарну везу напон–дилатација код бетона, модулом еластичности се сматра почетни тангентни модул еластичности бетона при старости од 28 дана, при чему овако дефинисан нагиб приближно одговара и секантном модулу при брзом растерећењу. Овако дефинисан модул еластичности се може равноправно користити како при притиску, тако и при затезању у бетону.

Веза између статичког модула еластичности и чврстоће при притиску дефинисана је на основу прописа за пројектовање бетонских конструкција изведених од вибрираног бетона:

- АСИ [37,38] $E_C = 4730\sqrt{f_c} \quad [N/mm^2];$
- СЕВ FIP MC 90 [39] $E_C = 6000\sqrt{f'_c} \quad [N/mm^2];$
- EC2 [30] $E_C = 22\left(\frac{f_{ck}}{10}\right)^{0,3} \quad [GPa];$
- РВАВ '87 [53] $E_C = 9,25\sqrt[3]{f_{bk} + 10} \quad [GPa];$

$$- \text{Кинеска академија [28]} \quad E_C = \frac{10^5}{2,2 + \frac{34,70}{f_{\text{cuk}}}} \quad [\text{N/mm}^2].$$

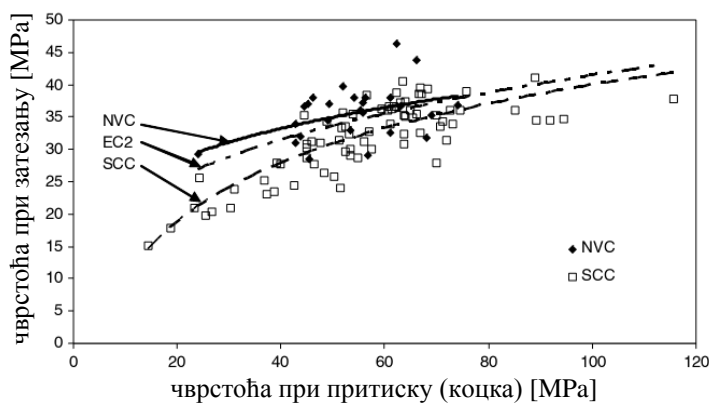
Аналитичке формулације које су на располагању за одређивање модула еластичности на основу чврстоће при притиску не могу да обухвате сложеност мешавине самоуграђујућег бетона. Однос модул еластичности у зависности од чврстоће при притиску није дефинисан на основу EN 206–9:2010 [24].

Поред старости бетона, модул еластичности је у корелацији са запреминском масом бетона, порозношћу и модулом еластичности цементне пасте, водоцементним фактором, као и врстом и својствима агрегата [34]. Како већи део запремине бетона чини агрегат, врста и количина агрегата, као и његов модул еластичности битно утичу на модул еластичности бетона. Код самоуграђујућег бетона преовлађује утицај садржаја пасте у односу на агрегат, што није случај код вибрираних бетона. Због високог садржаја пасте и нижег садржаја крупног агрегата модул еластичности самоуграђујућег бетона је нижи за 20 % у односу на вибрирани бетон исте чврстоће при притиску, справљен са истим агрегатом.

На Тахнолошком Институту Харбин у Кини (2008) спроведено је истраживање које је за циљ имало дефинисање модула еластичности самоуграђујућег бетона у зависности од чврстоће при притиску. Предложена аналитичка формулација за одређивање модула еластичности самоуграђујућег бетона у зависности од чврстоће при притиску дата је у следећем облику:

$$E_C = 0,80 \frac{10,0^5}{2,2 + \frac{34,70}{f_{\text{cuk}}}} \quad [\text{N/mm}^2]. \quad (2.15)$$

На основу формиране базе података, П. Л. Домоне [26] анализира неке од механичких особина очврслог самоуграђујућег и вибрираног бетона. Однос између чврстоће бетона при притиску и одговарајућег модула еластичности приказан је на Слици 2.10. Одступања експериментално добијених резултата (модул еластичности-чврстоћа при притиску) у односу на аналитичку зависност дефинисану на основу EC2 су мања за самоуграђујући бетон високе чврстоће при притиску (90 МПа) и износе 5 %, док се код мањих чврстоћа при притиску (20 МПа) повећавају на 40 %.



Слика 2.10 Однос модула еластичности и чврстоће при притиску [26]

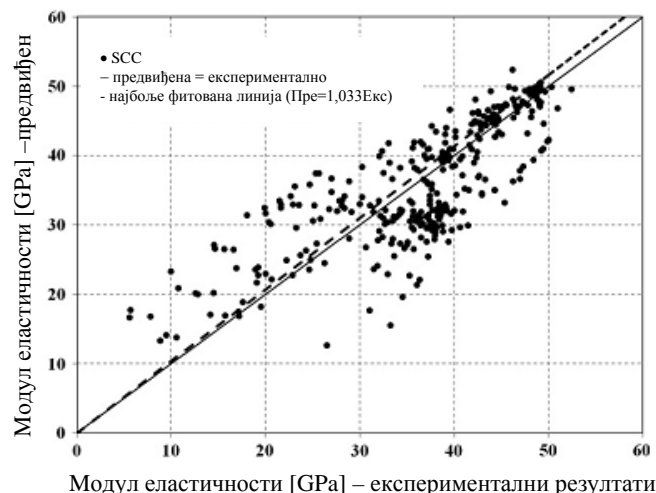
Ф. Аслани и С. Нејади [33] су на основу опсежне експерименталне и аналитичке студије дефинисали аналитички израз за одређивање модула еластичности у зависности од чврстоће при притиску, како за вибрирани, тако и за самоуграђујући бетон у следећем облику:

$$E_C = K_1 (f'_c)^{K_2} \quad [N/mm^2]. \quad (2.16)$$

Табела 2.4 Коefицијенти за одређивање модула еластичности у односу на чврстоћу при притиску за различите врсте мешавина [33]

Карактеристике мешавине	K_1	K_2
Вибрирани бетон	4835	0,490
Самоуграђујући бетон	4150	0,525
Самоуграђујући бетон са речним облим и дробљеним гранитним агрегатом	3995	0,533
Самоуграђујући бетон са кречњачким агрегатом	6847	0,410
Самоуграђујући бетон са летећим пепелом као филером	3655	0,548
Самоуграђујући бетон са кречњачким филером	9455	0,345
Општи модел за обе врсте бетона	3202	0,587

Аналитички израз (2.16), који је дефинисан на основу експериментално добијених вредности за самоуграђујући бетон, без обзира на различите врсте агрегата и филера, показује да постоје мале разлике у предложеном моделу за самоуграђујући и вибрирани бетон, Слика 2.11. Разлика у вредностима модула еластичности које су добијене аналитичким и експерименталним путем, како за самоуграђујући, тако и вибрирани бетон, израженија је код бетона чврстоћа од 45 МПа до 80 МПа, док је за бетоне чврстоће преко 80 МПа она занемарљива.

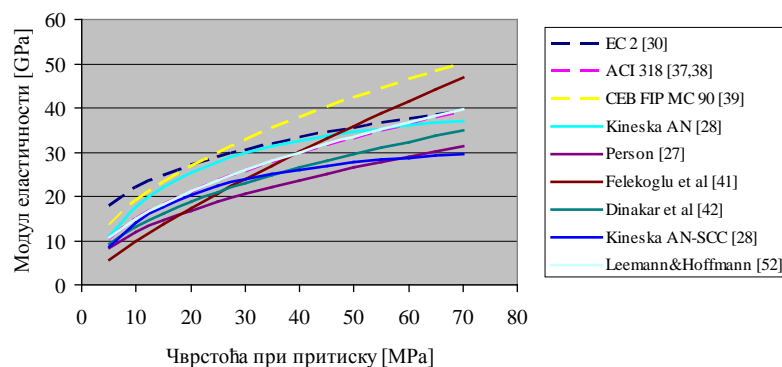


Слика 2.11 Експерименталне и срачунате вредности модула еластичности за самоуграђујући бетон [33]

Аналитичка веза између модула еластичности и чврстоће при притиску за самоуграђујући бетон је до сада била тема истраживања великог броја истраживача [27, 41, 42, 52, 45]. Неки су овај однос дефинисали на основу сопствених експерименталних истраживања, а неки на основу анализе већег броја експерименталних података других истраживача. Модул еластичности самоуграђујућег бетона у зависности од чврстоће при притиску дефинисан је следећим аналитичким формулацијам:

- Персон [27] $E_C = 3750\sqrt{f'_c} \quad [N/mm^2];$
- Фелекоглу и остали [41] $E_C = 1570(f'_c)^{0,8} \quad [N/mm^2];$
- Динакар и остали [42] $E_C = 4180\sqrt{f'_c} \quad [N/mm^2];$
- Лиман и Хофма (Leemann i Hoffmann) [52] $E_C = 4740\sqrt{f'_c} \quad [N/mm^2];$
- Ким [45] $E_C = 9,5\sqrt[3]{f_{ck} + 8} \quad [kN/mm^2].$

На Слици 2.13 графички су представљени аналитички изрази којима је дефинисан однос између модула еластичности и чврстоће при притиску за вибрирани бетон (испрекидане линије) и самоуграђујући бетон (пуне линије) према неким прописима и истраживањима.



Слика 2.12 Графичка интерпретација аналитичких израза односа чврстоће при притиску и модула еластичности

2.5.5 Приањање за арматуру

Код армиранобетонских конструкција садејство између арматурних шипки и околног бетона остварује се помоћу атхезионе силе везе. Адекватна веза између арматурне шипке и бетона један је од битнијих захтева у пројектовању армиранобетонских конструкција [54]. Познавање везе између арматурног челика и бетона је важно у погледу одређивања потребне дужине сидрења арматурног челика, као и дужине преноса и сидрења каблова за преднапрезање код претходнонапрегнутих елемената. Величина силе приањања између арматурне шипке и бетона зависи од пречника арматурне шипке, као и чврстоће бетона при притиску.

Атхезиона сила везе између арматурне шипке и околног бетона у великој мери зависи и од начина уградње бетонске мешавине. Збијање и консолидација представљају важан фактор приликом извођења армиранобетонских елемената. Недовољно компактирана бетонска мешавина око арматурних шипки може да доведе до умањења атхезионе силе везе и трајности конструкције. Код вибрираног бетона додатним вибрирањем се утиче на побољшање ових карактеристика, док код самоуграђујућег бетона оне искључиво зависе од карактеристика бетонске мешавине.

На основу анализе података спроведених експерименталних истраживања приказаних у литератури, П. Л. Домоне [26] долази до закључка да су за различите врсте самоуграђујућег бетона, као и различите пречнике арматурних шипки, незнатне разлике у величини силе приањања. Сила приањања код самоуграђујућег бетона готово је једнака вредностима за вибрирани бетон истих карактеристика, а у неким случајевима је и знатно већа.

Испитивање силе приањања на гредним носачима у зависности од количине силикатне прашине у смеси самоуграђујућег бетона спровели су М. Караташ, К. Турк, З.Ц. Улцан (М. Karatas, K. Turk, Z.C. Ulucan) [54]. Сила приањања код свих узорака који садрже силикатну прашину је већа у односу на узорке који су израђени од вибрираног бетона. Међутим, сила приањања расте са повећањем силикатне прашине до 15 %, после чега почиње нагло да опада.

2.6 Примена рециклираног агрегата за справљање самоуграђујућег бетона

Велике количине отпадног бетона често насталог рушењем старих и дотрајалих објеката, услед испитивања бетона или као вишак приликом справљања бетона заврши на депонијама и представља потенцијалне еколошке проблеме. У том смислу, рециклирање отпадног бетона важно је са гледишта спречавања загађења животне средине и смањења огромне потрошње природног агрегата. Могућност примене старог рециклираног бетона за справљање вибрираног бетона био је тема великог броја истраживања [56-60]. Са све већим интересовањем за примену самоуграђујућег бетона испитује се и могућност справљања самоуграђујућег бетона са рециклираним, старим бетоном [61-70].

Међу првим истраживањима која се баве применом рециклираног агрегата за справљање самоуграђујућег бетона је испитивање које су спровели С.Ц. Коу, Ц.С. Пон (S.C. Kou, C.S. Poon, C.S.) [61]. Испитиване су карактеристике самоуграђујућег бетона справљеног применом финог и крупног рециклираног агрегата, при чему је замена крупног агрегата обављена 100 %, док је замена финог агрегата вршена са 25 %, 50 %, 75 % и 100 %. На основу добијених механичких карактеристика самоуграђујућег бетона у свежем и очврслом стању закључили су да је примена крупног и финог рециклираног агрегата добијеног рециклажом старог бетона оправдана за справљање самоуграђујућег бетона.

Особине самоуграђујућег бетона справљеног са крупним рециклираним агрегатом од дробљеног старог бетона у свом раду су презентовали Грдић и остали [62]. За мешавине са природним и крупним рециклираним агрегатом од старог бетона услов је био постизање једнаке конзистенције свеже бетонске мешавине. На основу добијених резултата испитивања свеже и очврсле бетонске мешавине дошли су до

закључка да примена крупног рециклираног старог бетона за справљање самоуграђујућег бетона даје задовољавајуће резултате.

Карактеристике агрегата добијеног рециклажом старог бетона као и могућност његове примене за справљање вибрираног и самоуграђујућег бетона у свом раду су приказали Радоњанин и остали [63]. Аутори су приказали испитивање карактеристика самоуграђујућег бетона справљеног са крупнозрним рециклираним агрегатом, са електрофилтерским (летећим) пепелом, као секундарном сировином и кречњаком, као „стандардним“ минералним додатком. Врста минералног додатка и крупнозрни рециклирани агрегат имају утицај на потребну количину воде, док због другачије структуре и облика зрна рециклирани крупнозрни агрегат има утицај на способност проласка. У зависности од примењеног минералног додатка дошло је и до промене механичких карактеристика у очврслом стању. Код мешавина са летећим пепелом механичке карактеристике су ниже у односу на стандардни узорак, док је примена крупног рециклираног агрегата од старог бетона дала сасвим задовољавајуће резултате.

Самоуграђујући бетон са крупним рециклираним агрегатом у свежем стању истраживали су Сафиудин и остали (Safiuddin et al) [64]. Мешавине самоуграђујућег бетона у којима је делимично или потпуно замењен крупнозрни агрегат рециклираним агрегатом од старог бетона (30 %, 50 %, 70 %, 100 %) испитиване су у смислу покретљивости, способности проласка и отпорности на сегрегацију. Способност проласка и покретљивост мешавина са 30 % и 50 % крупнозрног рециклираног агрегата су задовољене због смањене количине крупног агрегата и релативно високог садржаја пасте. Са повећањем крупнозрног рециклираног агрегата способност проласка је у максималним дозвољеним границама, док је покретљивост релативно ниска. Све мешавине са крупнозрним рециклираним агрегатом имале су релативно добру отпорност на сегрегацију. Аутори препоручују да примена крупнозрног рециклираног агрегата буде заступљена до 50 %, с обзиром да у толикој заступљености не долази до значајних промена код самоуграђујућег бетона у свежем стању.

Факитсат и остали (Fakitsas et al) [65] испитују могућност примене засићеног крупног рециклираног агрегата за справљање самоуграђујућег бетона високих перформанси. За мешавину у којој је укупна потребна количина крупнозрног агрегата замењена рециклираним агрегатом од старог бетона одређивана је чврстоћа при притиску и чврстоћа при смицању. Резултати добијени за свежу бетонску мешавину са крупним рециклираним агрегатом не одступају у односу на референтну мешавину, при чему су задовољене прописом дефинисане вредности. У односу на мешавину са

природним крупнозрним агрегатом, чврстоћа при притиску мешавине са крупнозрним рециклираним старим бетоном одређена на 28. и 90. дана је незнатно већа. Чврстоћа при смицању мешавине са крупним рециклираним бетоном је мања у односу на референтну мешавину са природним крупнозрним агрегатом. Закључци ових испитивања су да је примена засићеног крупнозрног агрегата за справљање самоуграђујућег бетона високих преформанси могућа, а добијени бетон је задовољавајућих карактеристика.

Својства самоуграђујућег бетона справљеног са крупнозрним рециклираним агрегатом испитивали су К.Ц. Панда, П.К.Бал (К.С. Panda, Р.К. Bal) [66]. Они пореде карактеристике вибрираног и самоуграђујућег бетона са 100 % природним агрегатом, са самоуграђујућим бетоном у коме је замењено 10 %, 20 %, 30 % и 40 % крупнозрног агрегата рециклираним агрегатом. Механичке карактеристике у свежем и очврслом стању самоуграђујућег бетона мање су у односу на вибрирани бетон са 100 % природним агрегатом, односно са повећањем количине крупног рециклираног агрегата долази до смањења механичких карактеристика самоуграђујућег бетона. Мешавине са 10 %, 20 % и 30 % рециклираног агрегата задовољавају механичке карактеристике, док их мешавина са 40 % не задовољава.

Могућу примену крупнозрног рециклираног агрегата и процену механичких карактеристика самоуграђујућег бетона у свом истраживању спровели су П.О.Модани, В.М. Мохиткар (P.O. Modani, V. M. Mohitkar) [67]. Замена крупног агрегата рециклираним обављена је од 20 % до 100 %, са кораком од 20 %. Механичке карактеристике самоуграђујућег бетона са крупним рециклираним агрегатом су третиране у складу са препорукама EFNARC. Чврстоћа при притиску, као и чврстоћа при затезању су са повећањем количине рециклираног агрегата опадале у односу на референтни узорак. У оквиру истраживања је спроведено одређивање упијања воде и порозности, као и отпорност на хлориде и алкалне киселине. Бетони са 40 % рециклираног агрегата показали су добру отпорност на хлориде и алкалне киселине, док је код осталих узорака било повећано упијање воде.

Переира де Оливеира и остали (Pereira-de-Oliveira, A.L et al.) у својим радовима [68, 69] испитују могућност примене крупнозрног рециклираног агрегата за справљање самоуграђујућег бетона. Резултати испитивања механичких карактеристика самоуграђујућег бетона са 10 %, 20 %, 30 % и 40 % крупнозрног рециклираног агрегата приказани су у раду [68]. Могућност справљања самоуграђујућег бетона са заменом крупнозрног агрегата рециклираним од 20 %, 40 % и 100 % приказали су у раду [69]. На

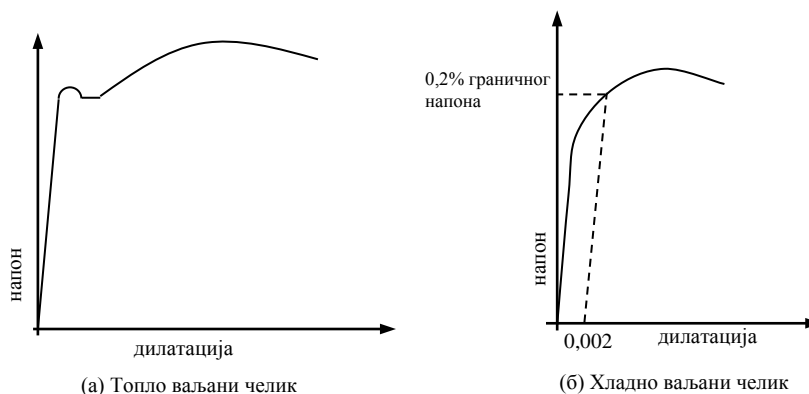
основу добијених резултата механичких карактеристика самоуграђујућег бетона у очврслом стању закључују да је замена крупног агрегата рециклираним агрегатом могућа, а да су одступања у односу на референтни бетон минимална.

Примену крупнозрног рециклираног агрегата за справљање самоуграђујућег бетона испитивали су Ситарати и остали (Seethapathi et al.) [70]. У приказаном истраживању самоуграђујућу мешавину справили су заменом природног крупнозрног агрегата рециклираним агрегатом од 10 %, 20 %, 30 % и 40 %, при чему је количина цемента била константна за све мешавине. На основу испитивања свеже бетонске мешавине закључили су да све мешавине задовољавају услове дефинисане у EFNARC [6]. Боље механичке карактеристике у очврслом стању имали су бетони са рециклираним агрегатом у односу на референтни бетон.

На основу анализе до сада спроведених истраживања примене рециклираног агрегата од старог бетона за справљање самоуграђујућег бетона закључује се да је његова примена у извесној мери могућа и да су механичке особине таквих бетона како у свежем, тако и у очврслом стању задовољавајуће.

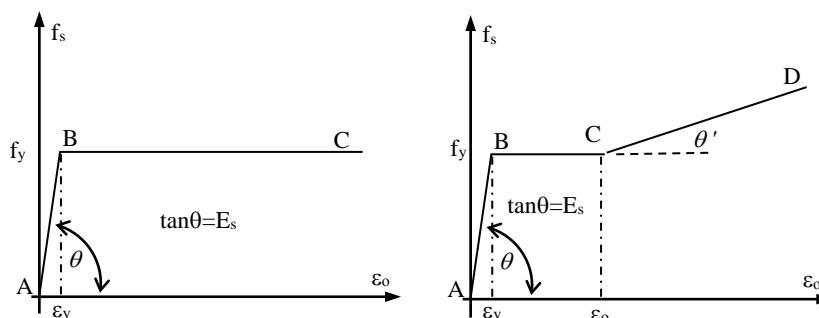
2.7 Веза напон дилатација за челик

Врста и тип арматурног челика који се користи код армиранобетонских конструкција дефинисани су прописима за пројектовање конструкција (РВАВ87, ЕС2, АСІ). Овим прописима дефинисана је граница развлачења и чврстоћа при затезању за арматурни челик, мада се ове вредности могу дефинисати и претходним експерименталним испитивањем. Карактеристике арматурног челика које се испитују (доказују) су: пречник шипке, граница развлачења, чврстоћа при затезању, издужење, модул еластичности и угао савијања око прописаног трна.



Слика 2.13 Веза напон-дилатација за арматурни челик [46]

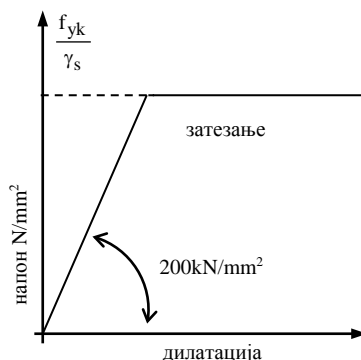
Веза напон–дилатација за топло и хладно ваљани челик одређије се при монотонно растућој сили затезања, Слика 2.13. Крива зависности садржи еластични део све до достизања границе развлачења челика, пластичну „зараван“ и зону ојачања у којој са порастом дилатација расту напони. Генерално, крива напон–дилатација за арматурни челик је при затезању и притиску истог облика. Модул еластичности арматуре дефинисан је нагибом дела дијаграма који одговара еластичном делу дијаграма све до достизања границе развлачења и обично износи око $E_a=2 \cdot 10^5$ МПа.



Слика 2.14 Веза напон–дилатација за арматурни челик [47]

У практичном пројектовању армиранобетонских конструкција користи се идеализована крива напон–дилатација. Најчешће је то билинеарни дијаграм са ограниченом или неограниченом дилатацијом у арматури при напонима једнаким граници развлачења, Слика 2.14.

Модел везе напон–дилатација који се користи у анализи и пројектовању армирано бетонских конструкција применом ЕС 2 приказан је на Слици 2.15. Челик се исто понаша при затезању и притиску и важи линеарна веза између напона и дилатација, све док напон не достигне границу течења од f_{yk}/γ_s , где је f_{yk} карактеристична чврстоћа на затезање, а γ_s парцијални коефицијент сигурности.



Слика 2.15 Веза напон–дилатација за арматурни челик по ЕС 2 [29]

У еластичном делу важи:

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s , \quad (2.17)$$

тако да је пројектована гранична дилатација:

$$\varepsilon_s = \frac{\left(\frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right)}{E_s} . \quad (2.18)$$

3 ОСНОВНЕ ПОСТАВКЕ ПРОРАЧУНА АРМИРАНОБЕТОНСКИХ ЛИНИЈСКИХ НОСАЧА

3.1 Увод

Током пројектовања армиранобетонских носача потребно је тежити да се носач прикаже што реалније у погледу статичког система, врсте оптерећења и дистрибуције крутости према распореду арматуре, пресека арматурних шипки и понашања челика између прслина. Главни циљ анализе конструкција је да се одреди распоред сила и момената савијања у пресеку, или распоред напона, дилатација и померања у конструкцији као целини или неком делу конструкције услед дејстава на конструкцију. Прорачуном конструкција потребно је постићи одговарајући степен сигурности да током извођења и експлоатације конструкција прихвати сва оптерећења која могу деловати на њу, а да се при томе задовољавајуће понаша и да има жељени век трајања. Да би се овај циљ постигао, методе прорачуна треба да буду засноване на научним теоријама, експерименталним резултатима и стеченим искуствима [71].

Адекватним прорачуном армиранобетонских носача треба обухватити сва гранична стања тако да се обезбеди жељени степен сигурности и употребљивости конструкције. Прорачун се састоји у томе да се конструкција пројектује на најкритичније гранично стање и изврши провера да ли су достигнута преостала гранична стања која се могу сврстати у две категорије [72]:

- **Гранично стање носивости** одговара максималном капацитету носивости, карактерише га стање при коме конструкција или део конструкције губи способност да и даље прихвата спољашње оптерећење. То је стање при коме је

достигнуто максимално (гранично) оптерећење, односно оптерећење које доводи до формирања пластичних зглобова у критичним пресецима конструкције када долази до трансформације статичког система у механизам лома.

- **Гранично стање употребљивости** подразумева одговарајуће нормативне критеријуме везане за нормалну употребу и трајност армиранобетонских конструкција. То су стања која се односе на деформације, локална оштећења у виду прслина, локална избочавања, превелике вибрације или неке друге ефекте који нарушавају функционалност конструкције.

3.2 Методе прорачуна статички неодређених армиранобетонских носача

На основу ЕС 2 [29] прорачун утицаја статички неодређених армиранобетонских конструкција могуће је обавити применом:

- Линеарно еластичне анализе;
- Линеарно еластичне анализе са ограниченом прерасподелом;
- Нелинеарне анализе;
- Пластичне анализе.

Која ће се од наведених метода применити зависи од врсте и специфичности саме конструкције, разматраног граничног стања, као и посебних услова прорачуна и извођења.

Линеарно еластична анализа заснована је на теорији еластичности, односно пропорционалности између статичких утицаја и спољашњег оптерећења. За прорачун утицаја применом линеарно еластичне анализе претпоставља се да се крутост не мења при порасту оптерећења (пресек је без прслина), веза напон–дилатација је линеарна, при чему се користе средње вредности модула еластичности. Применом линеарно еластичне анализе добијају се довољно тачна решења за анализу граничних стања употребљивости, док је ова метода значајна и за анализу граничних стања носивости [71].

Линеарно еластична анализа са ограниченом прерасподелом омогућава да се momenti савијања у најоптерећенијим пресецима срачунају применом линеарно еластичне анализе, а онда умање под условом да се momenti у осталим пресецима увећају како би услов равнотеже био задовољен. Да би се одређени степен

прерасподеле остварио захтевају се изражене пластичне ротације пресека, односно висок степен дуктилности критичног пресека.

У ЕС 2 [29] и СЕВ–FIP МС 90 [39] степен прерасподеле момента савијања је одређен коефицијентом δ и η (%), а дефинисан је следећим изразима:

$$\delta = \frac{M_{red}}{M_{elas}}, \quad (3.1)$$

$$\eta = 100(1 - \delta), \quad (3.2)$$

где је M_{red} – момент савијања после прерасподеле, M_{elas} – момент савијања срачунат применом теорије еластичности.

ЕС 2 [29] указује на то да линеарно еластична анализа са ограниченом прерасподелом момента савијања није могућа без експлицитне верификације капацитета ротације код континуалних носача изложених савијању који имају распон дужине суседних поља у односу од 0,5 до 2,0. Одређивање коефицијента прерасподеле (δ) приказано је у Табели 3.1, где је ε_{cu} гранична дилатација у бетону и износи 0,0035 у случају испитивања на бетонском цилиндру изложеном притиску који је мањи или једнак 50 МПа. Када је чврстоћа бетона у границама од 55 до 90 МПа, гранична дилатација варира у складу са изразом:

$$\varepsilon_{cu} = 2,8 + 27 \left[\frac{(98 - f_{cm})}{100} \right]^4, \quad (3.3)$$

где је f_{cm} – средња вредност чврстоће бетонског цилиндра.

Табела 3.1 *Могући степен прерасподеле ЕС2 [29]*

чврстоћа бетона и дуктилност челика	Коефицијент прерасподеле
$f_{ck} \leq 50$ [МПа]	$\delta \geq 0,44 + 1,25 \left[0,6 + \left(\frac{0,0014}{\varepsilon_{cu}} \right) \right] \frac{x}{d}$
$f_{ck} \geq 50$ [МПа]	$\delta \geq 0,54 + 1,25 \left[0,6 + \left(\frac{0,0014}{\varepsilon_{cu}} \right) \right] \frac{x}{d}$
висока и нормална дуктилност челика	$\delta \geq 0,70$
мала дуктилност челика	$\delta \geq 0,80$

Прописи за пројектовање армиранобетонских конструкција са ограниченом прерасподелом момената савијања (ЕС 2 [29], СЕВ–FIP МС 90 [39], АСИ 318 [38]) дозвољавају прерасподелу момента савијања до максималних граница, из следећих разлога:

- Даје реалнију слику стварне носивости статички неодређених носача;

- Код носача који су пројектовани са ограниченом прерасподелом момента савијања стварни капацитет носивости већи је него што је утврђено на основу еластичне анализе;
- Пројектант ужива слободу измене пројектованог момента савијања у одређеним границама. Ово прилагођавање је од помоћи у смањењу броја арматурних шипки, посебно у високо напрегнутим пресецима.

Линеарно еластична анализа са ограниченом прерасподелом може се користити у граничној анализи носивости конструкција.

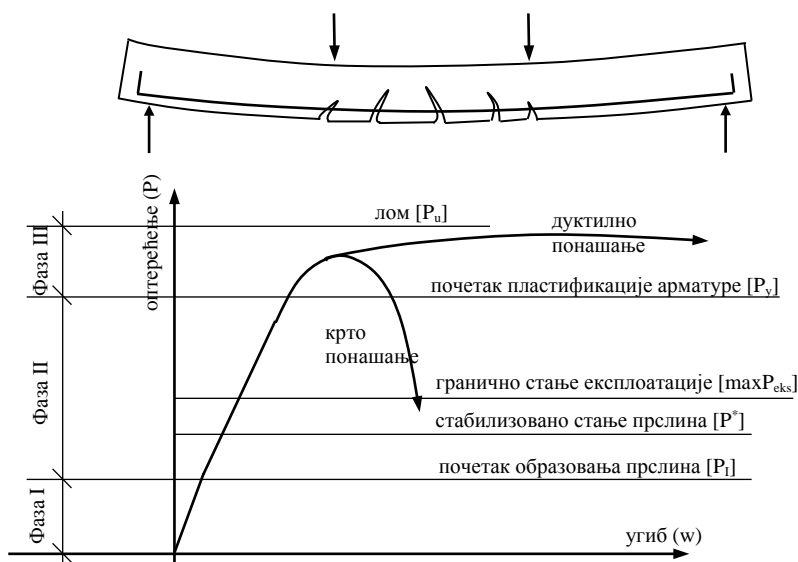
Нелинеарна анализа у којој се води рачуна о нелинеарним понашању армиранобетонских носача, односно у којој се користе карактеристике материјала које реално приказују крутост носача. Анализу је могуће спровести по теорији првог или по теорији другог реда када се у обзир узима и нелинеарно понашање услед деформација елемената конструкције (геометријска нелинеарност). Прорачуном по нелинеарној теорији обично се спроводи провера претходно димензионисаних, претпостављених или усвојених пресека [71]. Нелинеарна анализа може се користити за гранично стање носивости и гранично стање употребљивости под условом да су задовољени услови равнотеже и компатибилности.

Пластична анализа базира се на разматрању искључиво тренутка формирања механизма лома, независно од стања кроз које конструкција до тог тренутка пролази. Заснива се на методи граничне анализе, односно методи доњих граничних вредности (статичка метода) или на методи горњих граничних вредности (кинематичка метода) [29]. Да би се прорачун теоријом пластичности адекватно спровео, односно дошло до формирања пластичног зглоба и предвиђеног механизма лома, носач мора да има одговарајући коефицијент дуктилност. Методе засноване на пластичној анализи могу да се користе само за проверу граничног стања носивости.

3.3 Деформације армиранобетонских линијских носача

У зависности од интензитета оптерећења које делује на армиранобетонске носаче мења се и стање напона и деформације у пресеку. Настале деформације (угиби) налазе се у еластичној или пластичној области (Слика 3.1), а разликују се: стање пре појаве прелина (фаза I), стање са умереним прелинама (фаза II) и стање са израженим пластичним деформацијама (фаза III) [72]. Са дијаграма који дефинише везу између оптерећења и угиба уочава се да су крто и дуктилно понашање армиранобетонских

елемената у супротности. До достизања граничног стања експлоатације армиранобетонски носач треба да обезбеди сигурност, трајност и функционалност, што значи да достигнути напони и деформације, као и величине прслина треба да буду у границама дозвољених вредности.



Слика 3.1 Дијаграм зависности између оптерећења и угиба за армиранобетонски носач оптерећен поступно од нуле до силе лома P_u [72,73]

При порасту оптерећења од нуле до силе лома однос између оптерећења и угиба пролази кроз следеће карактеристичне фазе:

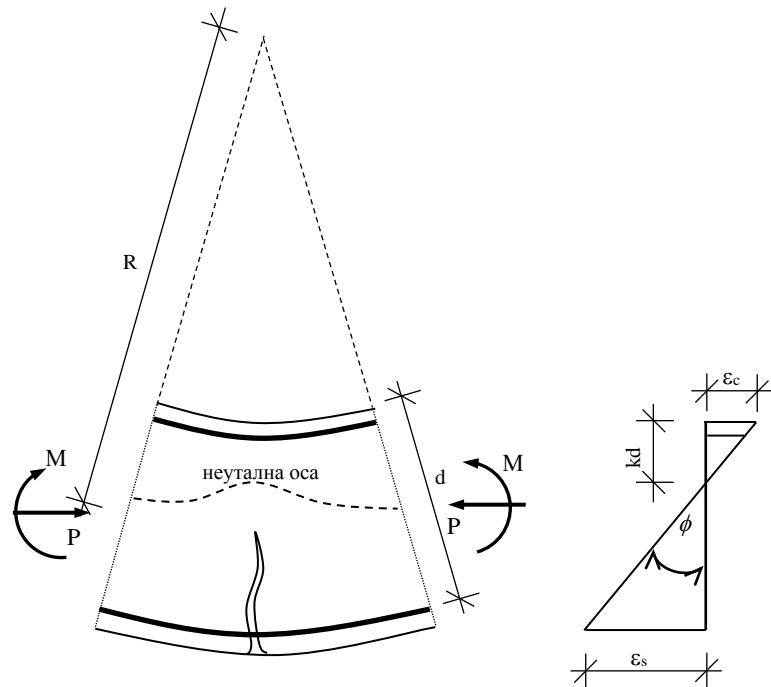
- Фаза I – однос између оптерећења и угиба је линеаран, у носачу нема прслина, при чему је ова фаза ограничена интензитетом оптерећења које одговара појави прве прслине P_1 ;
- Фаза формирања прслина – интензитет оптерећења је прекорачио оптерећење P_1 , дуж носача се стварају прслине, а однос између оптерећења и угиба знатније одступа од линеарног. Са достизањем оптерећења P^* ствара се основна мрежа прслина која одговара стабилзованом стању прслина;
- Фаза II – са даљим порастом оптерећења не ремети се основна мрежа прслина, јер напони прирањања не могу да пренесу велику силу затезања са арматуре у пресеку са прслином на бетон између две прслине, како би се омогућило стварање нове прслине. Експерименти показују да је дијаграм оптерећење–угиб скоро линеаран;
- Фаза лома – са даљим повећањем оптерећења код дуктилних носача долази до пластификације арматуре у пресеку и наглог прираста угиба уз минимално повећање оптерећења. Код кртих носача са повећањем оптерећења напон у

арматури достиже границу кидања што доводи до тренутног лома носача, без претходно видљивих прслина и појаве угиба носача.

Велики број армиранобетонских носача или неких његових делова под дејством спољашњег оптерећења изложен је савијању као примарном утицају, док се утицаји смицања и нормалних сила могу сматрати секундарним. Кривина (κ) у пресеку армиранобетонског штапа се може одредити ако су познате дилатације арматуре и бетонског влакна (Слика 3.2) као:

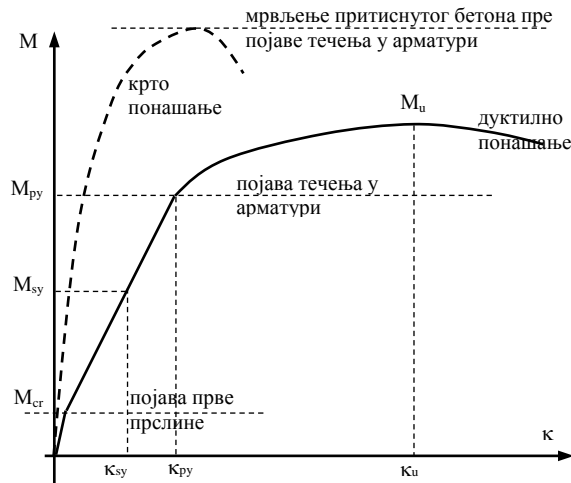
$$\frac{dx}{R} = \frac{\varepsilon_c}{k d} \frac{dx}{d(1-k)}, \quad (3.4)$$

$$\kappa = \frac{\varepsilon_c}{k d} = \frac{\varepsilon_c}{d(1-k)} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{d}. \quad (3.5)$$



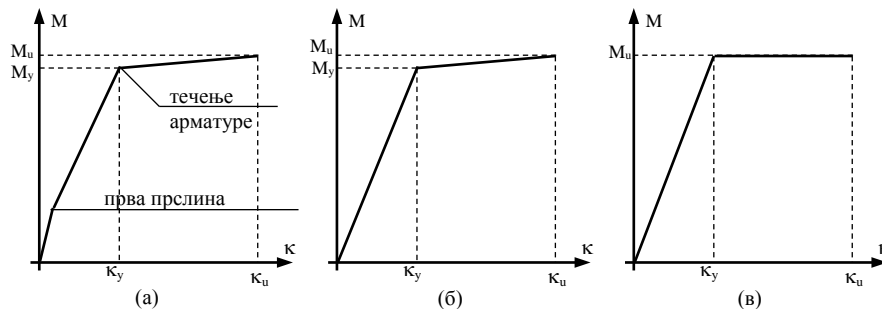
Слика 3.2 Деформација елемента изложеног савијању [47]

Са појавом прслина код армиранобетонских носача долази до промене положаја неутралне осе, што условљава промену кривине по дужини елемента. Ако се дилатације у критичном пресеку армиранобетонског носача мере на диференцијално малој дужини елемента, на основу израза (3.5) добија се крива помоћу које је дефинисана веза момент–кривина за део носача, тј. носач.



Слика 3.3 Веза момент–кривина за једноструко армирани пресек [47, 74]

Рачунске идеализације везе момент–кривина свде се на три уобичајена облика, приказана на Слици 3.4. Идеализација на Слици 3.4 (а) представља трилинеарни дијаграм момент–кривина и најприближнија је реалној вези. На Слици 3.4 (б) приказана је билинеарна веза момент–кривина при чему кривина одговара крутости пресека са прслином на делу штапа на коме је момент мањи од момента пуне пластификације пресека. Идеализација на Слици 3.4 (в) представља такође билинеарну везу момент–кривина, с тим што у критичном пресеку момент савијања има константну вредност и једнак је моменту пуне пластификације пресека.



Слика 3.4 Идеализована веза момент-кривина за једноструко армирани пресек [47, 74]

3.4 Дуктилност армиранобетоских елемената изложених савијању

Дуктилност армиранобетонских носача представља меру жилавости попречног пресека и дефинише се као способност носача да претрпи извесне нелинеарне деформације без знатног губитка капацитета носивости. Дуктилни елементи могу да претрпе велике деформације при максималном оптерећењу носивости, пре него што дође до лома елемента [75].

Намал и остали (Naaman et al 1986) [76] спроводе нумеричку и експерименталну студију армиранихбетонских носача и закључују да дуктилност носача опада са повећањем процента армирања, као и са повећањем чврстоће бетона при притиску. Кох и Рива (Cohn и Riva 1991) [77] спроводе нумеричку и параметарску студију армиранобетонских носача и испитују утицај различитих параметара на дуктилност, као што су карактеристике материјала (веза напон–дилатација) и геометријске карактеристике попречних пресека. Наман и Јонг (Naaman и Jeong 1995) [78] дефинишу коефицијент дуктилности применом енергетског приступа, који је изражен као однос еластичне енергије и укупне енергије. Бернардо (Bernardo 1998) се бави коефицијентом дуктилности, који је дефинисан односом деформације (угиба) при коначном (граничном) оптерећењу и деформације на почетку течења арматуре. Шарифи (Sharifi et al 2010) [79] одређују дуктилност армиранобетонских гредних носача од самоуграђујућих бетона изложених савијању. Поређењем теоријски одређене дуктилности (ACI) и експериментално добијених вредности, закључују да армиранобетонске греде израђене од самоуграђујућег бетона имају задовољавајућу дуктилност.

Дуктилност армиранобетонских носача изражава се на основу *коефицијента дуктилности пресека* напрегнутог на савијање који је дефинисан као однос граничне деформације и деформације на граници течења арматуре у затегнутој зони. Може се приказати у односу на кривину, ротацију пресека или угиб следећим изразима:

$$\mu_{\phi} = \frac{\kappa_u}{\kappa_y}, \quad \mu_{\theta} = \frac{\theta_u}{\theta_y}, \quad \mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y},$$

где су: κ , θ и Δ кривина, ротација и угиб, респективно, док индекси u и y обележавају граничну и вредност на граници течења арматуре [78].

Недостатак дуктилности код носача може да доведе до локалног лома због недовољног капацитета ротације пластичног зглоба, пре него што дође до формирања механизма лома. Код континуалних носача битно је да коефицијент дуктилности буде што већи, мада се и за коефицијент дуктилности од 3 до 6 сматра да долази до дуктилног лома и формирања механизма лома. Због утицаја аксијалне силе притиска код стубова потребно је да коефицијент дуктилности буде већи од 15, да би се стубови одупрели дејству сеизмичких сила [80].

Имајући у виду значај дуктилности у пројектовању армиранобетонских носача, веома је важно познавање фактора који утичу на коефицијент дуктилности:

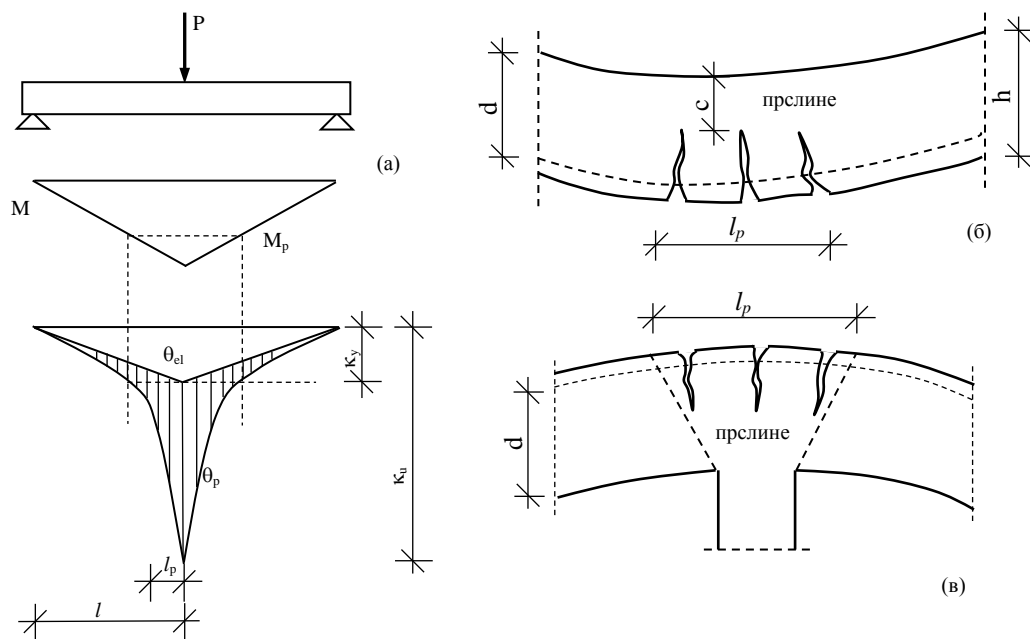
- Повећањем процента армирања затегнутом арматуром долази до смањења дуктилности, што указује на контрадикторну ситуацију када повећање количине арматуре не резултира додатном сигурношћу;
- Армирањем притиснутог дела попречног пресека долази до повећања коефицијента дуктилности армиранобетонског носача, што за последицу има повећање пријема силе притиска, чиме се одлаже и тренутак лома елемента;
- Утицај квалитета бетона је релативно мали, али повољно утиче на коефицијент дуктилности јер високе марке бетона обезбеђују пријем већих напона притиска. На дуктилноост пресека утиче и повећање притиснуте површи бетонског пресека, код Т и I попречног пресека;
- Утезање пресека попречном арматуром (узенгијама) ефикасно је за повећање дуктилности армиранобетонских елемената. У својим истраживањима Оливија и Мандал (Olivia и Mandal 2005) [75] тврде да размак између узенгија нема ефекта на дуктилноост елемента;
- Врста примењеног челика за армирање има утицај на дуктилноост армиранобетонског носача. Челици са нижом границом развлачења (GA) су дуктилнији од оних са вишом (RA), док се са повећањем пречника арматурних шипки дуктилноост повећава;
- Када је пресек осим савијању изложен и дејству аксијалне силе, треба имати у виду да аксијална сила притиска смањује док, аксијална сила затезања повећава дуктилноост елемента.

Веома је важно познавање наведених фактора, као и њихов значај за пројектовање армиранобетонских конструкција код којих је потрено обезбедити довољну дуктилноост елемента.

3.5 Ротација и капацитет ротације пластичног зглоба

Код носача који су изложени савијању услед повећања оптерећења у критичном попречном пресеку долази до течења у арматури и дробљења бетона у притиснутом делу пресека на дужини која се назива дужина пластичног зглоба. Бажант (Bazant 1976) је применом енергетског принципа локализовао регион формирања пластичног зглоба, док су Бурт и Доугл (Burt и Dougill 1977) одредили његову коначну дужину. Користећи се коначном дужином на којој долази до размекшања Дарвал и Мендис (Darvall и Mendis 1985) изолују зглоб (у облику тачке) у пластичном региону носача [81].

Армиранобетонски носач изложен савијању који је достигао граничну вредност кривине и момента савијања у критичном пресеку приказан је на Слици 3.5 (а). Регион нееластичног закривљења простире се дуж носача на делу који је изложен моменту савијања који је већи од момента савијања при појави течења у арматури. При дејству граничног момента савијања ротацију и угиб критичног пресека могуће је одредити на основу еластичног и пластичног дела кривине, Слика 3.5 (а).



Слика 3.5 (а) Пластичне ротације греде у граничном стању [82]; (б) пластични зглоб формиран у пољу носача; (в) пластични зглоб формиран изнад ослоња носача [83]

Осенчена област на Слици 3.5 (а) представља нееластичне, односно пластичне ротације у „пластичном зглобу“ који се формира у околини критичног пресека. На дужини где је момент савијања већи од момента савијања на граници течења арматуре налази се регион нееластичних закривљења. Из практичних разлога, нееластична област може да се замени еквивалентним правоугаоником чија је висина $(\varphi_u - \varphi_y)$ и дужина (l_p) [47].

Ротација када се елемент налази у еластичној области добија се на основу израза:

$$\theta_{el} = \int_A^B \frac{M}{EI} dx, \quad (3.6)$$

где је EI крутост одређена на основу одговарајуће идеализације.

Ротација пластичног зглоба одређује се множењем дужине пластичног зглоба (l_p) и промене кривине, при чему је (l_p) дужина пластичног зглоба само са једне стране пресека који је изложен дејству максималног момента савијања [47]. Ротација

пластичног зглоба лево или десно у односу на критичан пресек добија се на основу израза:

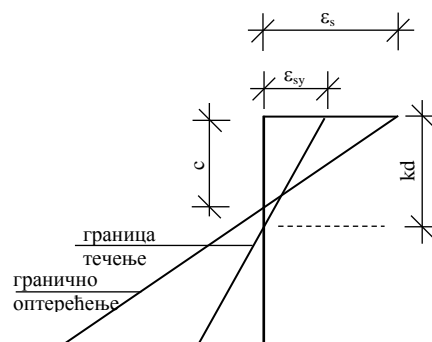
$$\theta_{pl} = \int_0^{l_p} \kappa(x) dx = (\kappa_u - \kappa_y) l_p = \left(\frac{\kappa_u}{\kappa_y} - 1 \right) \kappa_y l_p = (D-1) \kappa_y l_p, \quad (3.7)$$

где је:

- κ_u – гранична вредност кривине,
- κ_y – кривина на почетку течења затегнуте арматуре,
- l_p – идеализовна (еквивалентна) дужина пластичног зглоба на којој се сматра да је пластична кривина константна,
- D – коефицијент дуктилности.

Познавање дужине пластичног зглоба представља важан параметар у анализи граничне носивости армиранобетонских конструкција од бетона нормалне и високе чврстоће укључујући еластичну, пластичну и фазу омекшавања [81]. Одговарајућа дужина пластичног зглоба (l_p) предложена је на основу емпиријских израза [84–102].

Ротација пластичног зглоба код армиранобетонских носача зависи од бројних параметара који утичу на капацитет ротације и међусобно су повезани тако да је ефекат само једног параметра тешко изоловати. Код носача изложених савијању параметри се могу разврстати у категорије које се базирају на карактеристикама материјала, геометријским карактеристикама, статичком систему и типу оптерећења [103]. Међу важнијим параметрима сматрају се однос затегнуте и притиснуте арматуре, чврстоћа при затезању, дуктилност арматурног челика, геометрија попречног пресека, као и виткост елемента, док чврстоћа бетона при притиску има утицај у пресецима са високим процентом затегнуте арматуре [104]. Због бројних параметара и њихове међусобне интеракције процена капацитета ротације пластичног зглоба је комплексно питање.



Слика 3.6 Ротација пресека [47, 71]

Пластична ротација (θ_{pl}) дефинише се као разлика између ротације при граничном оптерећењу и ротације у тренутку када је напон у арматури достигао границу течења и представља угао обртања пресека, почев од почетка течења у арматури до њеног лома, Слика 3.6. Одређује се на основу израза:

$$\theta_{pl} = \int_{l_{pl}} \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sy}}{d - x} dx = \left(\frac{\varepsilon_s}{c} - \frac{\varepsilon_{sy}}{kd} \right) l_p, \quad (3.8)$$

где је θ_{pl} – пластична ротација, l_p – дужина пластичног зглоба, d – ефективна висина попречног пресека, c – положај неутралне осе, ε_s – дилатација у челику, ε_{sy} – дилатације у челику у тренутку течења.

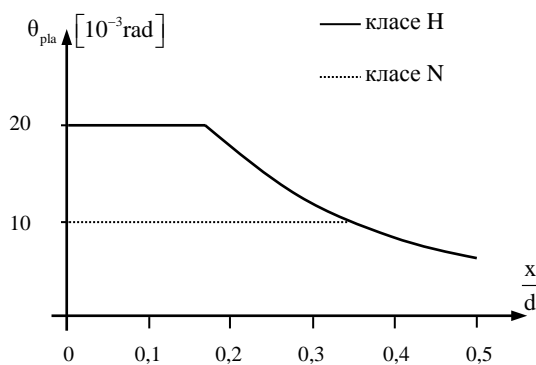
У зависности од степена дуктилности челика који се користи за армиранобетонски елемент (N – нормална, H – висока дуктилност) ЕС 2 дефинише капацитет пластичне ротације, Слика 3.7. У случају примене челика нормалне дуктилности капацитет ротације ограничен је на $10 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$, док у случају челика велике дуктилности ограничење износи $20 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$.

Капацитет ротације пластичног зглоба према ЕС2 добија се на основу израза:

$$\theta_{pl, cap} = \left[5,8 + \left(6,22 - 11,5 \frac{x}{d} \right)^{1,8} \right] \cdot 10^{-3} [\text{rad}] \quad \text{за} \quad 0,16 \leq \frac{x}{d} \leq 0,50. \quad (3.9)$$

Када је $\frac{x}{d} \leq 0,16$ капацитет ротације пластичног зглоба износи $\theta_{pl, cap} = 20 \cdot 10^{-3} [\text{rad}]$.

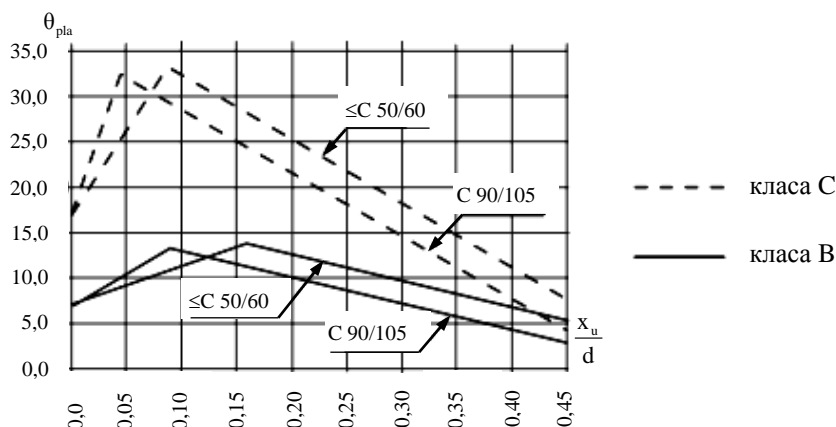
Крива дефинисана на основу израза (3.9) може се употребити за све врсте армираног бетона и геометријске карактеристике пресека јер је капацитет пластичне ротације дефинисан у односу на (x/d) као улазни параметар, Слика 3.7.



Слика 3.7 Капацитет пластичне ротација пресека ЕС2 [71]

На основу ЕС2 [29] могуће је поједностављено одређивање пластичне ротације која се одвија на дужини пластичног зглоба од $1,2 h$. У региону течења, однос x_u/d не

сме да прелази вредност од 0,45 за класу бетона C 50/60, односно 0,35 за бетон класе C 55/57.



Слика 3.8 Пластична ротација θ_{pla} армиранобетонских пресека за класу B и C арматуре, када је $\lambda=3,0$ [29]

Вредности дозвољене пластичне ротације за челик класе B и C и бетон чија је класа мања или једнака C50/60 и C90/105 приказане су на Слици 3.8

3.6 Гранично стање носивости – основне претпоставке

Прорачун армиранобетонских пресека према граничном стању носивости базира се на четири основне претпоставке [47]:

- расподела дилатација по висини пресека је линеарна,
- чврстоћа бетона на затезање се може занемарити,
- позната је веза напон–дилатација за арматурни челик,
- позната је веза напон–дилатација за бетон.

Прва претпоставка представља Бернулијеву (Bernoulli) хипотезу по којој су подужне дилатације у бетону и арматури армиранобетонског пресека пропорционалне са одстојањем од неутралне осе, под условом да постоји добра веза између бетона и челика. Ова претпоставка посебно је оправдана у притиснутој зони бетонског пресека. У затегнутој зони бетонског пресека, појавом и ширењем прслина долази до проклизавања између арматуре и бетона у околини прслине, те се услед великог отварања прслина и пластификовања притиснутог дела пресека, јављају мања одступања. Да би ова претпоставка била оправдана, од кључне је важности обезбеђење

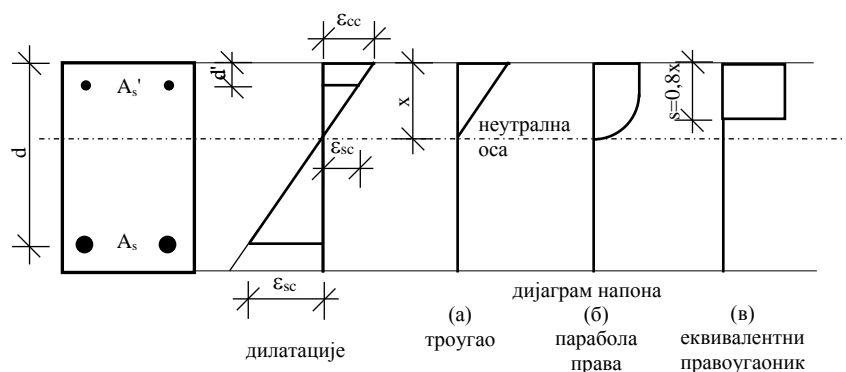
доброг приањања између арматуре и околног бетона, односно потребно је обезбедити компатибилност дилатација на споју арматуре и бетона.

Како се у затегнутом делу армиранобетонског пресека прслине формирају још у стању експлоатационог оптерећења, то се овај део бетонског пресека може занемарити. Бетон у затегнутом делу пресека не прихвата силе затезања, односно целокупна сила затезања преноси се на затегнуту арматуру.

Трећом претпоставком дефинисана је веза између напона и дилатација за челик којим се врши армирање. Стварна веза између напона и дилатација за арматурни челик се за потребе прорачуна трансформише у идеализовану или прорачунску која је обично представљена као билинеарна са или без ојачања (Поглавље 2.5.3). Облик прорачунског модела дефинисан је на основу прописа за прорачун армиранобетонских конструкција.

Четвртом претпоставком дефинисана је веза између напона и дилатација за бетон и на основу ње је могуће проценити право понашање пресека. Како су дилатације у притиснутом делу пресека пропорционалне удаљењу од неутралне осе, облик криве напон-дилатација зависи од интензитета напрезања.

Расподела дилатација и могући облици расподеле напона у попречном пресеку код елемената који су изложени савијању приказани су на Слици 3.9. Дијаграм напона у облику троугла примењује се када је напон пропорционалан дилатацији која се јавља при експлоатационом оптерећењу, Слика 3.9 (а). Дијаграм напона у облику парабола–права, представља расподелу дилатација у пластичном опсегу, фаза лома, Слика 3.9 (б), док је правоугаони дијаграм напона представља поједностављени алтернативни облик дијаграма парабола–права и еквивалентан му је, Слика 3.9 (в).



Слика 3.9 Дилатације и могуће расподеле напона притиска у АБ пресеку [46]

На основу расподеле дилатација у попречном пресеку, као и услова компатибилности дилатација у бетону и арматури, дилатације у посматраном влакну бетонског пресека у односу на положај неутралне осе добијају се на основу израза:

$$\varepsilon_{sc} = \varepsilon_{cu2} \left(\frac{d-x}{x} \right), \quad (3.10)$$

односно:

$$\varepsilon_{sc} = \varepsilon_{cu2} \left(\frac{x-d'}{x} \right), \quad (3.11)$$

где је d – ефективна висина пресека, а d' – одстојање притиснуте арматуре до притиснуте ивице бетона.

На основу познатих дилатација у арматурном челику, положај неутралне осе дефинише се на основу израза :

$$x = \frac{d}{1 + \frac{\varepsilon_{st}}{\varepsilon_{cu2}}}. \quad (3.12)$$

На основу EC2 [29, 46], за бетон класе мање од C 50/60 максимална дилатација у бетону је $\varepsilon_{sc2}=0,0035$, док је допуштен напон за челик $f_{yk}=500\text{N/mm}^2$, а максимална дилатација $\varepsilon_y=0,00217$. На основу израза (3.3) положај неутралне осе је:

$$x = 0,617 d. \quad (3.13)$$

У граничној анализи важно је да код пресека изложених савијању прво дође до течења у арматури што доводи до формирања пластичног зглоба и лома носача услед постепеног попуштања (течење у арматури), а не до изненадног кртог лома (мрвљење притиснутог бетона). Да би се обезбедио довољни капацитет ротације пластичног зглоба, на основу EC2, за класе бетона мање од C50/60, положај неутралне осе дефинисан је следећим условом:

$$x < 0,45 d. \quad (3.14)$$

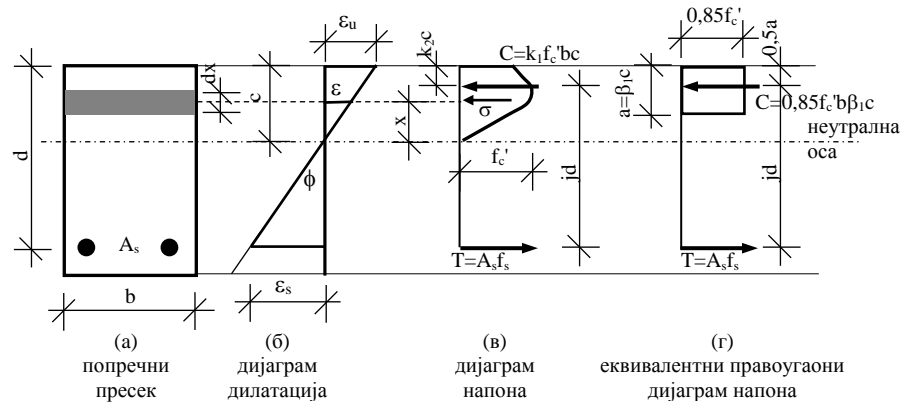
Ово је ограничавајућа вредност која дефинише положај неутралне осе када је момент савијања срачунат применом еластичне анализе.

За правоугаони армиранобетонски пресек изложен чистом савијању, Слика 3.10 (а), дијаграм напона притиска је у облику криве, Слика 3.10 (в).

У том случају интензитет резултанте C је:

$$C = k_1 f'_c b c, \quad (3.15)$$

где је k_1 коефицијент представљен односом просечног напона и максималног напона у бетону f'_c . Положај резултанте C дефинисан је у односу на најудаљеније притиснуто влакно бетонског пресека, на основу k_{2c} .



Слика 3.10 Чисто савијање правоугаоног армиранобетонског пресека [74]

Ради поједностављеног прорачуна армиранобетонског пресека користи се правоугаони дијаграм напона приказан на Сlici 3.10 (г), уместо много ригорознијег дијаграма напона облика парабола–права, Слика 3.10 (в). Ово поједностављење расподеле напона олакшава анализу и обезбеђује једноставније изразе за пројектовање армиранобетонских конструкција [47]. Правоугаони дијаграм напона има напон од $0,85 f_c'$, док висина правоугаоника износи $a = \beta_1 c$, где је β_1 одговарајући коефицијент редукулције који зависи од чврстоће бетона.

Када је расподела напона правоугаоног облика, сила притиска је:

$$C = 0,85 f_c' b \beta_1 c, \quad (3.16)$$

а њен положај је дефинисан на основу $0,50 c$.

На основу израза (3.15) и (3.16) добија се:

$$k_1 = 0,85 \frac{a}{c} = 0,85 \beta_1, \quad (3.17)$$

док се на основу израза који дефинишу положај резултантне силе добија:

$$k_2 = 0,50 \frac{a}{c} = 0,50 \beta_1. \quad (3.18)$$

Што се тиче ЕС2 прописа, правоугаони дијаграм напона простире се на дужини од $s=0,80 x$, док се резултантна сила налази на одстојању $\frac{s}{2}=0,40 x$ од притиснуте ивице пресека, што је готово исто као када је дијаграм напона у облика парабола–права.

3.6.1 Облици лома армирано бетонских носача

Код армиранобетонских елемената изложених савијању са или без утицаја нормалне силе могу наступити следеће врсте лома носача [71].

Лом услед отказивања затегнуте арматуре – код армираних пресека напрегнутих на савијање већ код умерених напона у затегнутој арматури у затегнутом делу бетонског пресека долази до формирања прслина. Са повећањем оптерећења напони у затегнутој арматури достижу границу течења чиме је рачунска носивост пресека исцрпљена.

Услед даљег повећања оптерећења долази до прекорачења напона на граници течења у арматури и њеног пластификовања. При малом повећању оптерећења долази до формирања пластичног зглоба и појаве широких прслина у затегнутој зони бетона. Како до кидања арматуре долази при врло великим издужењима, расподела напона у притиснутом делу бетонског пресека је изразито нелинеарна. Услед повећања прслина и њиховог продирања у притиснуту зону бетона, долази до смањења висине притиснуте зоне бетона и повећања напона притиска у бетону. До лома у овом случају долази искључиво услед прекорачења чврстоће бетона при притиску и његовог дробљења.

До лома услед отказивања затегнуте арматуре долази у тренутку када напон у арматури достигне границу кидања. Ова врста лома назива се најављен или дуктилни лом јер се пре настајања лома јављају видљиви знаци исцрпљености носача.

Тренутни лом услед кидања затегнуте арматуре – са достизањем чврстоће бетона при затењу у најоптерећенијем пресеку изложеном савијању у бетону се формирају прслине. На местима формирања прслина силе затезања, које је до тада прихватао бетон, у потпуности прихвата арматура, што изазива скок напона у затегнутој арматури. Код слабо армираних носача напон затезања у арматури може да прекорачи рачунски напон на граници кидања, што доводи до тренутног лома носача без претходно видљивих знакова исцрпљености. Ова врста лома назива се крти или ненајављени лом.

Лом услед отказивања притиснуте зоне бетона јавља се код носача који су армирани већим степеном затегнуте арматуре, тј. код јако армираних носача. Са порастом момента савијања напони у затегнутој арматури расту спорије него напони притиска у бетону. Напони притиска у најудаљенијем притиснутом влакну пре достижу рачунску чврстоћу бетона при притиску него што напони у затегнутој арматури достигну границу течења, када долази до кртог или ненајављеног лома носача. Овакав вид лома је непожељан, а претходе му мале деформације и мало видљиве прслине у затегнутој зони бетона.

3.6.2 Анализа и пројектовање армиранобетонског пресека изложеног савијању

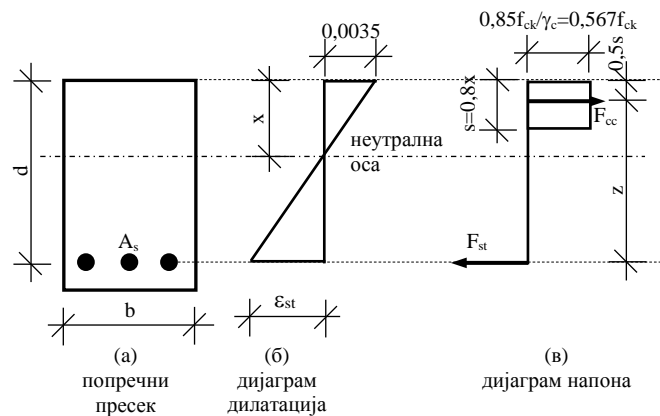
Анализа носивости армиранобетонског пресека применом ЕС 2 прописа спроводи се на основу ефективне површине притиснутог дела бетонског пресека правоугаоног облика [46].

Гранична вредност момента савијања износи:

$$M_u = F_{cc} z = F_{st} z, \quad (3.19)$$

где је $z = d - \frac{s}{2}$ крак унутрашњих сила, док је сила притиска у бетонском пресеку

$$F_{cc} = 0,567 f_{ck} b s.$$



Слика 3.11 Једноструко армирани пресек [46]

На основу (3.19) гранична вредност момента савијања износи:

$$M_u = 0,567 f_{ck} b s z = 1,134 f_{ck} b (d - z) z. \quad (3.20)$$

Увођењем коефицијента $k = \frac{M_u}{b d^2 f_{ck}}$ у израз (3.20), добија се:

$$\left(\frac{z}{d}\right)^2 - \left(\frac{z}{d}\right) + \frac{k}{1,134} = 0. \quad (3.21)$$

На основу израза (3.21) добија се израз за одређивање крака унутрашњих сила:

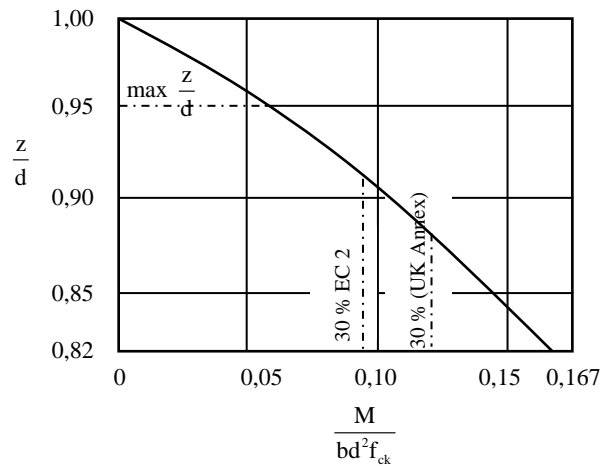
$$z = d \left[0,50 + \sqrt{\left(0,25 - \frac{k}{1,134}\right)} \right]. \quad (3.22)$$

Сила затезања (F_{st}) која делује у тежишту затегнуте арматуре је $F_{st} = \left(\frac{f_y}{\gamma_s}\right) A_s = 0,87 f_{yk} A_s$, где је $\gamma_s = 1,15$ коефицијент сигурности, а A_s површина затегнуте арматуре. На основу израза (3.19) добија се:

$$A_s = \frac{M_u}{0,87 f_{yk} z} \quad (3.23)$$

Пројектовање попречног пресека који је изложен граничној вредности момента савијања, може се спровести на основу израза (3.22) и (3.23). На основу израза (3.22) конструисана је крива на основу које се дефинише крак унутрашњих сила, Слика 3.12.

Када висина која одређује положај неутралне осе износи $0,45 d$, крак унутрашњих сила је $0,82 d$, што омогућава дуктилно понашање једноструко армираног попречног пресека. Када је положај неутралне осе дефинисан максималном висином од $0,45 d$ пресек је у равнотежном граничном стању, док су максималне вредности напона и дилатација у бетону и арматури истовремено достигнуте, што представља максималну вредност момента савијања једноструко армираног пресека.



Слика 3.12 Промена величине крака унутрашњих сила [46]

За уравнотежен попречни пресек, положај неутралне осе у односу на висину попречног пресека износи $x_{bal}=0,45 d$, а висина правоугаоног дијаграма напона је $s=0,36 d$, док је интензитет силе притиска у бетону $F_{cc,bal} = 0,567 f_{ck} b s = 0,204 f_{ck} b d$. Да би пресек био у равнотежи потребно је да сила у затегнутој арматури $F_{st,bal} = 0,87 f_{yk} A_{s,bal}$ буде једнака сили притиска, одаке се добија потребна количина арматуре у пресеку:

$$A_{s,bal} = \frac{0,234 f_{ck} b d}{f_{yk}} \quad (3.24)$$

Процент армирања једноструко армираног пресека је:

$$\frac{100 A_{s,bal}}{bd} = 23,4 \frac{f_{ck}}{f_{yk}} [\%]. \quad (3.25)$$

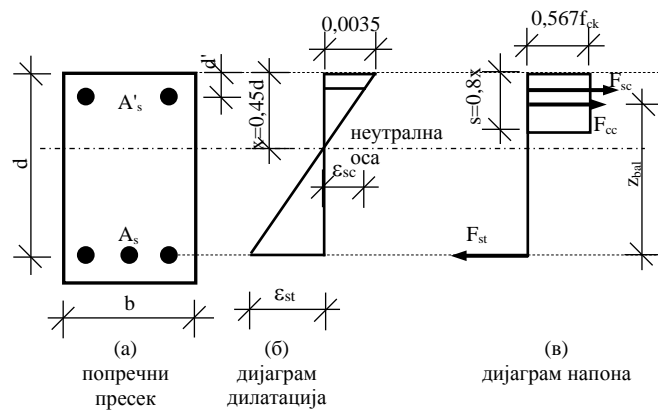
За уравнотежен пресек крак унутрашњих сила износи $z_{bal} = d - \frac{s}{2} = 0,82 d$, док је гранична вредност момента савијања:

$$M_{u,bal} = 0,567 f_{ck} b s z = 0,567 f_{ck} b 0,82d 0,36d = 0,167 f_{ck} b d^2. \quad (3.26)$$

Коефицијент k у овом случају износи:

$$k_{bal} = \frac{M_{u,bal}}{f_{ck} b d^2} = 0,167 \leq \frac{M_{u,d}}{f_{ck} b d^2}. \quad (3.27)$$

На основу ЕС2, када је $k_{bal} > 0,167$ пресек је потребно армирати и у притиснутом делу попречног пресека, а момент савијања је већи од момента савијања једноструко армираног пресека [46]. Код двоструко армираног пресека положај неутралне осе је $x < 0,45 d$, док је крак унутрашњих сила дефинисан на основу израза $z_{bal} = 0,82 d$.



Слика 3.13 Двоструко армирани пресек [46]

На основу услова равнотеже свих унутрашњих сила као и момента унутрашњих сила у односу на тежиште затегнуте арматуре, Слика 3.13:

$$F_{st} = F_{cc} + F_{sc}, \quad (3.28)$$

$$M_u = F_{cc} z_{bal} + F_{sc} (d - d') = 0,167 f_{ck} b d^2 + 0,87 f_{yk} A_{sp} (d - d'), \quad (3.29)$$

добиају се следећи изрази за површину притиснуте и загетнуте арматуре:

$$A_{sp} = \frac{M - 0,167 f_{ck} b d^2}{f_{sc} \cdot (d - d')}, \quad (3.30)$$

$$A_s = \frac{0,167 f_{ck} b d^2}{0,87 f_{yk} z_{bal}} + A_{sp} \frac{f_{ck}}{0,87 f_{yk}}. \quad (3.31)$$

3.7 Гранично стање употребљивости

Гранично стање употребљивости представља напонско–деформацијско стање конструкције или њених елемената при којем је, под утицајем најнеповољнијих дејстава у току експлоатације, достигнут неки од конвенционално утврђених критеријума који условљава нормално коришћење и понашање конструкције у току

експлоатације. Прекорачењем тако утврђеног граничног стања употребљивости, конструкција или неки од њених елемената се сматра неподобним за предвиђену намену независно од одствареног капацитета носивости, односно сигурности у односу на гранично стање носивости [71].

Гранично стање употребљивости може бити достигнуто у односу на:

- деформације елемената конструкције током експлоатације (угиб),
- локала оштећења конструкције (локална избочавања, цепање, прслине),
- достигнуте напоне у конструкцији током експлоатације.

Друга гранична стања употребљивости (вибрације) могу да буду од значаја за поједине конструкције али она нису обухваћена прописом EN 1992–1–1:2004 [29]. У оквиру граничних стања употребљивости армиранобетонских конструкција најчешће се подразумевају контрола прлина и контрола деформација, тј. угиба. Одређивање пресечних сила за доказивање граничних стања употребљивости обавља се применом линеарно еластичне анализе.

3.7.1 Гранично стање прлина

У току грађења и експлоатације армиранобетонских носача, као последица врло мале чврстоће бетона на затезање и великог броја других узрока долази до настанка прлина. Облик, ширина, дубина продирања, положај, правац распрострања и број прлина је различит и зависи од великог броја фактора. Правилно сагледавање проблема ограничења ширине прлине везано је за функционалност и трајност објеката, при чему њихова појава може имати и неповољне психолошке ефекте [71].

Ширина прлине се ограничава на одређену величину, што зависи од средине у којој се конструкција налази, намене конструкције, комбинације оптерећења, као и класе агресивности средине у којој се конструкција налази. Рачунска вредност ширине прлине према ЕС 2 [29] ограничава се на 0,4 mm, односно 0,25 mm, у зависности од средине у којој се конструкција налази. Када не ометају функционисање конструкције, прлине у бетону могу да се дозволе и нису потребне никакве мере за контролу њихове ширине [46].

Ограничење ширине прлине код армиранобетонских носача могуће је обавити без директног прорачуна или директним прорачуном размака и ширине прлине.

Ограничење ширине прлине **без директног прорачуна ширине прлине** могуће је код армиранобетонских елемената изложених савијању код којих је одређена

минимална површина попречног пресека арматуре, а ширина прслине ограничена у односу на допуштене вредности. Да би се избегло прекомерно појављивање прслина између појединих арматурних шипки, потребно је такође ограничити пречник и размак арматурних шипки. Максимални пречник шипке, као и растојање између шипки арматуре за контролу прслине без директног прорачуна дефинисани су у пропису EN 1992-1-1:2004 [29].

Рачунске вредности размака и ширине прслине могу се одредити и **директним прорачуном**. Овако добијене вредности треба сматрати приближним због великог броја параметара који улазе у прорачун.

На основу ЕС 2 [29] рачунска вредност ширине прслине (w_k) може се одредити као производ фактора расипања (β), средње вредности дилатације у затегнутој арматури (ϵ_{sm}) и средњег размака прслине (s_{rm}), тј:

$$w_k = \beta s_{rm} \epsilon_{sm} . \quad (3.32)$$

Средњи размак прслине (s_{rm}) и средње дилатације у затегнутој арматури (ϵ_{sm}) могу се одредити на основу следећих израза:

$$s_{rm} = 50 + 0,25 k_1 k_2 \frac{\phi_s}{\rho_r} , \quad (3.33)$$

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] , \quad (3.34)$$

уз услов да је $\beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \leq 0,6$.

Фактор расипања за висине пресека веће од 80,0 cm износи $\beta=1,7$, док у случају када је висина пресека мања од 30,0 cm за фактор расипања треба узети вредност од 1,3.

За елемент конструкције напрегнут на савијање, напон у затегнутој арматури може се одредити помоћу приближног израза:

$$\sigma_s = \frac{1}{A_s} \left(\frac{M_s}{z} + N \right) , \quad (3.35)$$

где је:

- A_s – површина попречног пресека затегнуте арматуре,
- M_s – момент савијања од меродавне комбинације оптерећења у стању експлоатације у односу на тежиште затегнуте арматуре,
- N – нормална сила за меродавну комбинацију оптерећења,
- z – крак унутрашњих сила.

Напон у затегнутој арматури при појави прве прслине одређује се на основу израза:

$$\sigma_{sr} = 0,2 \frac{f_{ctm}}{\rho} \frac{h}{d}, \quad (3.36)$$

где је:

- $f_{ctm}(t) = 0,3 \sqrt[3]{(f_{ck})^2}$ – средња вредност чврстоће бетона на затезање,
- $\rho = \frac{A_s}{b d}$ – геометријски проценат армирања у затегнутој зони.

Коефицијент (k_1) износи 0,8 за ребрасту арматуру, односно 1,6 за глатку арматуру, док коефицијент (k_2), који описује расподелу дилатација, односно напон затезања у делу ефективне затегнуте зоне бетона ($A_{c,eff}$) у случају правоугаоног попречног пресека изложеног савијању, износи 0,5.

Ефективни проценат затегнуте арматуре $\rho_r = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$ представља однос површине затегнуте арматуре (A_s) унутар ефективне затегнуте зоне пресека ($A_{c,eff}$). Ефективна затегнута површина бетона око арматуре обухвата висину ($h_{c,ef}$) при чему је ($h_{c,ef}$) мања од $2,5(h-d)$, $(h-x)/3$ или $h/22$.

3.7.2 Гранично стање деформација – угиба

Гранично стање деформација армиранобетонских елемената се доказује анализом и ограничењем стања деформација у фази експлоатације, у произвољном тренутку времена. Гранично стање деформација своди се на ограничавање угиба, при чему максимални угиб армиранобетонског елемента не сме да буде већи од допуштене вредности угиба [72]. Настале деформације, односно угиби, не смеју неповољно да утичу на функцију и изглед конструкције, а граничне вредности угиба треба да буду толике да се обезбеде задовољавајуће експлоатационе карактеристике објекта.

Према ЕС 2 [29] могућ доказ угиба елемената армиранобетонске конструкције могуће је спровести кроз задовољавање одређених критеријума који су дефинисани односом распона и висине елемента конструкције, врстом елемента, статичким системом, степеном напрезања или тачним прорачуном угиба. На овај начин дефинисана су два практична приступа при доказу ограничења угиба и то индиректан и директан. Због великог броја параметара који улазе у прорачун угиба ни један поступак

не може апсолутно тачно да опише поступак понашања армиранобетонске конструкције у стању експлоатације.

Индиректан поступак ограничења угиба састоји се у томе да се задовоље критеријуми у погледу виткости на савијање, односно дефинише однос ефективног распона и статичке висине елемента конструкције. Утврђивању ових критеријума претходила је обимна параметарска студија допуштених односа распон/статичка висина узимајући у обзир услов да угиби треба да остану у границама од $l_{ef}/250$, односно $l_{ef}/500$. Индиректан прорачун угиба треба схватити као једноставан практичан поступак који даје резултате на страни сигурности [71].

Табела 3.2 Основни односи распон/статичка висина за армиранобетонске елементе без аксијалног притиска [29,71]

Статички систем	Допуштени однос l_{ef}/d	
	Велики напони у бетону $\rho=1,5\%$	Мали напони у бетону $\rho=0,5\%$
Слободно ослоњена греда са једним пољем	14	20
Крајње поље континуалног гредног носача	18	26
Унутрашње поље гредног носача	20	30
Конзолна греда	6	8

Основне вредности приказане у Табели 3.2 дате су у зависности од статичког система линијског носача, као и од степена напрезања елемента конструкције који је изражен преко геометријског процента армирања. За елементе код којих је геометријски проценат армирања у границама од 0,5 % до 1,5 % допуштена виткост може се одредити на основу линеарне интерполације [71].

Директан прорачун угиба примењује се када се сматра да је прорачун угиба потребан, а деформације одговарају стварном понашању конструкције под релевантним оптерећењем. ЕС 2 даје приближан поступак прорачуна угиба помоћу кога се могу одредити вредности угиба у времену t као и $t \rightarrow \infty$, када је елемент конструкције изложен претежно савијању.

Прорачун вредности угиба се врши помоћу општег израза, који је дат у облику:

$$v = \xi v_{II} + (1 - \xi) v_I, \quad (3.37)$$

где је:

- $\xi = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2$ – коефицијент расподеле којим се у обзир узима садејство затегнутог бетона у пресеку (за пресек без прлина $\xi=0$),
- v_I, v_{II} – вредности параметра деформације (дилатација, кривина, ротација, угиб) срачунате за стање без прлина и за стање са потпуно образованим прлинама, респективно,
- β – коефицијент којим се узима у обзир утицај трајања или понављања оптерећења (узима се 1,0 за једно краткотрајно оптерећење и 0,5 за дуготрајна или поновљена оптерећења),
- σ_s – напон у затегнутој арматури од уобичајене комбинације оптерећења у експлоатацији,
- $\sigma_{sr} = \frac{M_{cr}}{A_s z}$ – напон у затегнутој арматури за пресек са прслином од оптерећења при којем настаје прва прлина,
- $M_{cr} = f_{ctm} W_{id}^1$ – момент појаве прве прлине,
- $f_{ctm} = 0,30 \sqrt[3]{(f_{ck})^2}$ – средња вредност чврстоће бетона на затезање,
- $W_{id}^1 = \frac{b d^2}{6}$ – отпорни момент који се рачуна за бруто бетонски пресек.

Вредност угиба у стању експлоатације могуће је одредити на основу функције средње кривине дуж елемента конструкције, чиме је могуће одредити угиб у свакој тачки носача, као и максималне вредности угиба. Поступак одређивања угиба интеграцијом кривине дуж елемента конструкције је доста дуг, а често и непотребан, тако да се за потребе праксе користе поједностављени изрази. Највећи дозвољени угиб за доказ граничног стања употребљивости према ЕС 2 ограничен је на основу следећег израза:

$$v_{dop} \leq \frac{l}{250}, \quad (3.38)$$

где се за l усваја ефективна дужина линијског носача l_{ef} .

4. ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО ИСПИТИВАЊЕ АРМИРАНОБЕТОНСКИХ КОНТИНУАЛНИХ НОСАЧА ОД САМОУГРАЂУЈУЋЕГ БЕТОНА

4.1 Опште напомене

Нелинеарно понашање армиранобетонских носача под оптерећењем резултат је више утицајних фактора. Ово је пре свега последица различитих механичких и реолошких карактеристика материјала (бетон и челична арматура), као и хетерогеног састава самог бетона, који је такође композит (агрегат, цемент, вода и адитиви), због чега је тачан аналитички и нумерички прорачун армиранобетонских носача веома сложен, нарочито у постеластичној области. Како постоји ризик од могућег неадекватног третирања појединих феномена, експериментална анализа је незаобилазна за дефинисање реалног понашања армиранобетонских гредних носача под оптерећењем до лома.

У оквиру рада на овој дисертацији спроведена су експериментална лабораторијска испитивања у две фазе. Прва фаза је обухватила испитивање физичко–механичких својстава материјала. Испитане су механичке карактеристике самоупрађујућег бетона справљеног са речним агрегатом (еталон узорак), бетона справљеног са квалитетним рециклираним агрегатом, као и својства самог агрегата (речног и рециклираног). Друга фаза испитивања обухватила је понашање континуалних носача израђених од самоупрађујућег бетона са рециклираним агрегатом и носача израђених од бетона са природним агрегатом (еталон узорци) под дејством

краткотрајног пробног оптерећења до лома. У овом делу дисертације су приказани резултати испитивања и извршена је упоредна анализа добијених резултата.

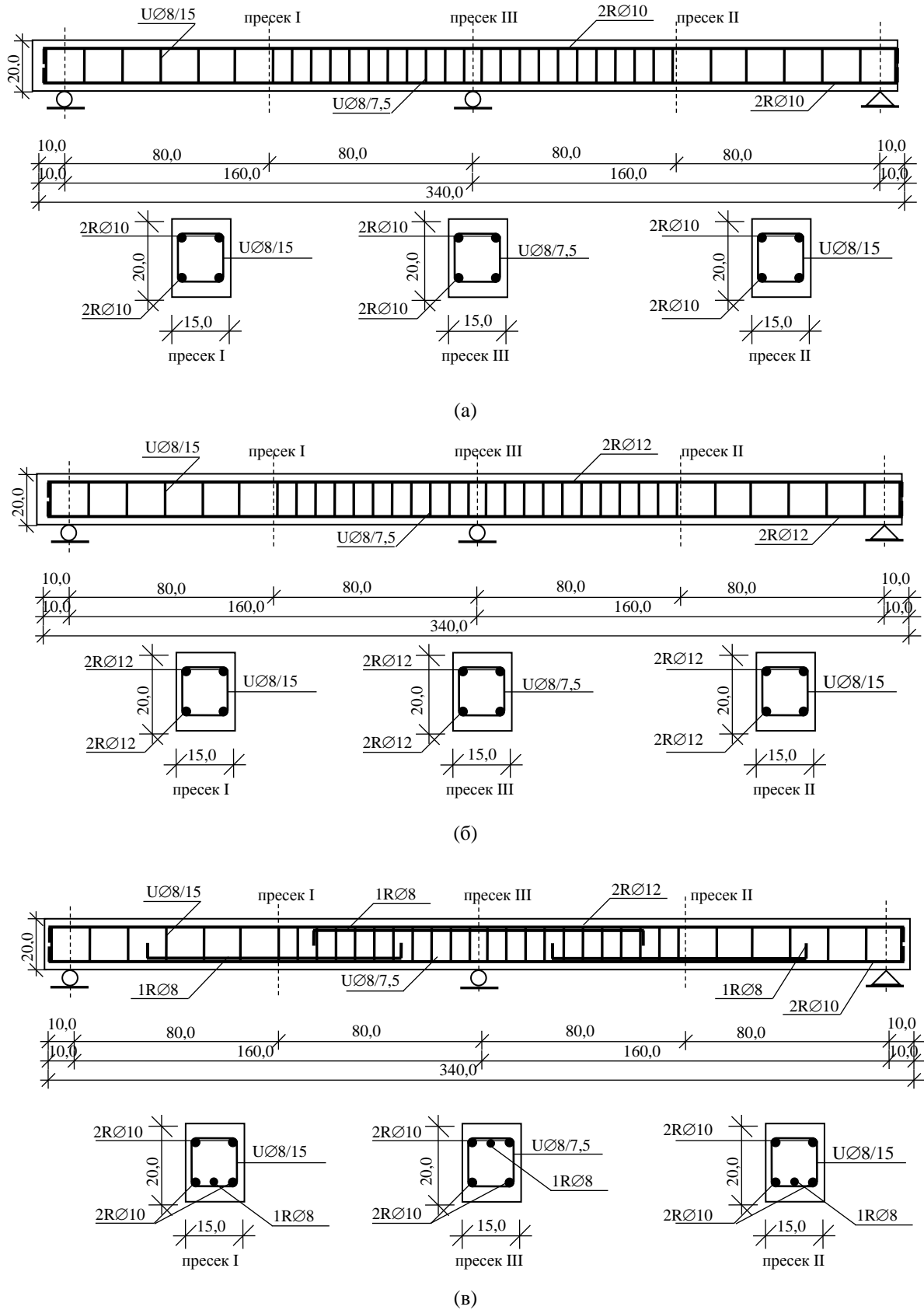
Програмом експерименталног испитивања дефинисане су геометријске карактеристике узорака за испитивање, начин њихове израде, распоред и врста мерних инструмената, као и процедура испитивања. Осим врсте агрегата, вариран је и проценат армирања главне арматуре, док је подеона арматура за све носаче била иста. Пројектована чврстоћа при притиску за све коришћене бетоне била је иста.

Циљ експерименталних истраживања био је верификација прорачунског модела и прикупљање додатних података за свеобухватнију анализу гредних армиранобетонских континуалних носача од самоупраћујућег бетона са рециклираним агрегатом.

4.2 Израда узорака за испитивање

Узорци за испитивање (армиранобетонски континуални носачи) израђени су у грађевинском предузећу „Путинжењеринг“ у Нишу. У складу са Програмом испитивања израђена су три континуална носача од самоупраћујућег бетона са природним агрегатом (SCC) и шест континуалних носача од самоупраћујућег бетона са квалитетним рециклираним агрегатом добијеним дробљењем оштећених префабрикованих бетонских плоча (SCC R) са различитим процентом армирања. Димензионисање континуалних носача спроведено је у складу са прописом ЕС2, Поглавље 3.6.3. Носачи су правоугаоног попречног пресека димензија $b/d=15/20$ cm, укупне дужине 340 cm, а армирани су ребрастом арматуром RA 400/500–2, према приказаним детаљима на Слици 4.1, пројектоване марке самоупраћујућег бетона MB 40.

У складу са важећим стандардима за ову врсту радова извршена је припрема оплате, израда и постављање арматуре, као и бетонирање и нега бетона.



Слика 4.1 Детаљи армирања континуалних носача различитог процента армирања:

(а) 0,65 %; (б) 0,94 %; (в) 0,86 %

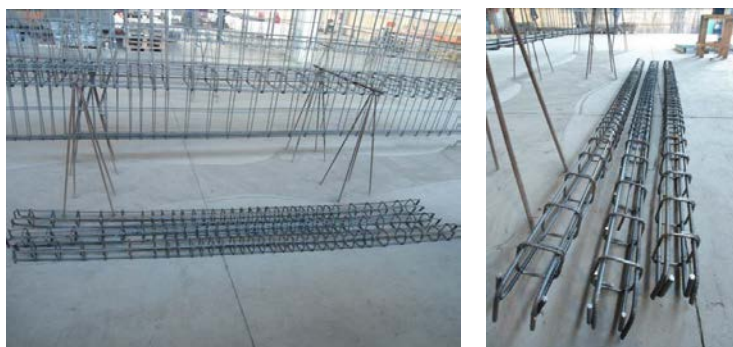
4.2.1 Оплата и армирање континуалних носача

За израду континуалних носача коришћени су постојећи метални калупи грађевинског предузећа „Путинжењеринг“, Слика 4.2.



Слика 4.2 Припрема оплате – калупа

За армирање носача коришћена је ребраста арматура RA 400/500–2, пречника у зависности од процента армирања ($\varnothing 8$, $\varnothing 10$ и $\varnothing 12$ mm), а коришћене узенгије су пречника $\varnothing 8$ mm (Слика 4.3). Детаљи армирања приказани су на Слици 4.1.



Слика 4.3 Припрема арматуре

Правилан положај арматуре, односно потребан заштитни слој, остварен је употребом дистанцера (Слика 4.4).



Слика 4.4 Дистанцери

4.2.2 Припрема рециклираног агрегата

Потребан рециклирани агрегат добијен је дробљењем ошупљених плоча, које су механички оштећене у процесу производње или у транспорту. Ошупљене плоче произведене су процесом екструдирања и адхезионим преднапрезањем, по технологији Белгијске фирме Echo Precast Engineering, у „Путинжењерингу“ у Нишу, Слика 4.5. Плоче су израђене од земљовлажних (полусувих) бетона МВ 50/60. Састав бетона од којих су справљене ошупљене плоче је: речни агрегат 0/4 (46 %), 4/8 (32 %), дробљени камени агрегат 8/16 (22 %), цемент 450 kg, водоцементни фактор 0,39. Старост ошупљених плоча од којих је добијен рециклирани агрегат била је од месец дана до четири месеца.



Слика 4.5 Механички оштећене ошупљене плоче

Дробљењем ошупљених плоча добијен је квалитетан рециклирани агрегат, који је сепарисан, при чему су издвојене фракције 4/8 mm и 8/16 mm, Слика 4.6. За овако добијени рециклирани агрегат извршено је просејавање да би се дефинисала његова гранулометријска крива, одређена је запреминска маса рециклираног агрегата у расутом и збијеном стању, као и упијање воде за сваку фракцију посебно.



Слика 4.6 Рециклирани агрегат добијен дробљењем старог бетона

На основу стандарда СРПС У.М1.057:1984 (СРПС Б.Б 8029) извршено је просејавање обе фракције рециклираног агрегата, што је приказано у Табели 4.1.

Табела 4.1 *Просејавање рециклираног агрегата*

	дно [mm]	0,125 [mm]	0,25 [mm]	0,5 [mm]	1 [mm]	2 [mm]	4 [mm]	8 [mm]	11,2 [mm]	16 [mm]	22,4 [mm]	31,5 [mm]
4/8	2,36	0,54	0,29	0,43	0,82	11,82	980,76	2,25	0	0	0	0
8/16	3,25	0,94	0,38	0,51	0,55	6,21	619,08	790,26	178,16	0	0	0

С обзиром да је за квалитетно пројектовање бетонске мешавине са рециклираним агрегатом потребно познавање запреминске масе у растреситом и збијеном стању, као и количина воде коју рециклирани агрегат упије, обављена су испитивања у складу са SRPS EN 1097–6:2007. Добијени резултати приказани су Табели 4.2.

Табела 4.2 *Карактеристике рециклираног агрегата*

агрегат	Запреминска маса у растреситом стању [kg/m ³]	Запреминска маса у збијеном стању [kg/m ³]	Упијање воде [%]
4/8	1196	1306	4,13
8/16	1215	1300	4,08

4.2.3 Ливење (бетонирање) гредних носача

Бетонирање гредних носача за сваку врсту бетона изведено је из једне мешавине укупне запремине 1,2 m³. Бетон и гредни носачи справљени су у фабрици бетона предузећа „Путинжењеринг“.



Слика 4.7 *Арматурни склопови са постављеним дистанцерима и уграђеним мерним тракама пред уградњу бетона*



Слика 4.8 Процес уградње бетона (SCC R 100)



Слика 4.9 Вађење изливених гредних носача из калупа

4.2.4 Израда епрувета (пробних тела) и њихова нега

Током бетонирања континуалних носача за сваку врсту бетона направљен је одговарајући број пробних тела (епрувета) за испитивање механичких карактеристика уграђеног бетона. За испитивање чврстоће бетона при притиску пробне епрувете су облика коцке ивице 150 mm, док су за испитивање чврстоће бетона при затезању цепањем, одређивање везе напон–дилатација и одређивање модула еластичности пробне епрувете облика цилиндра $\varnothing 150 \times 300$ mm.

Израда и нега епрувета за испитивање механичких карактеристика очврсле уграђене бетонске мешавине вршена је у складу са SRPS ISO 2736–2:1997.



Слика 4.10 Бетонирање пробних тела и њихов изглед

4.3 Испитивање механичких карактеристика коришћених материјала

Упоредо са испитивањем гредних носача вршено је и испитивање механичких карактеристика уграђеног материјала („пратећа испитивања“). За бетон справљен са квалитетним рециклираним агрегатом и речним агрегатом испитивањем су одређена чврстоћа при притиску, чврстоћа при затезању, веза напон–дилатација и модул еластичности. Испитивањем су обухваћене три врсте бетонских композита: од речног агрегата, од агрегата са додатком 50 % и са додатком 100 % рециклираног крупног агрегата.

Самоупраћујући бетон на бази природног агрегата (речни агрегат), као и самоупраћујући бетон справљен са рециклираним агрегатом су пројектоване марке МВ 40, а израђени су машински у бетонској бази предузећа „Путинжењеринг“, по рецептури приказаној у Табели 4.3.

Табела 4.3 Састав бетона

	SCC [kg/m ³]	SCC R 50 [kg/m ³]	SCC R 100 [kg/m ³]
Цемент: СЕМ I 42,5R	430,00	430,00	430,00
Филер: Омуа Венџас	100,00	100,00	100,00
0 – 4 mm (46%)	807,50	807,50	807,50
4 – 8 mm (22%)	380,00	380,00	380,00
8 – 16 mm (32%)	553,00	553,00	553,00
Адитив: MC Powerflow	2,2	2,2	2,2
Вода	210,00	215,00	219,30

За справљање бетона коришћен је цемент СЕМ I 42.5 R, произвођача НОLCIM, чије су карактеристике приказане у Табели 4.4. Коришћено је камено брашно добијено млевењем кречњака специфичне масе 2,692 g/cm³ и стандардне девијације удела шупљина према Ригдену 25,4%.

Табела 4.4 Карактеристике цемента

Време везивања, [min]	почетак 176, крај 226
Специфична маса	3,13 g/cm ³
Запреминска маса у растреситом стању	930 kg/m ³
Запреминска маса у збијеном стању	1515 kg/m ³
Чврстоћа при савијању после 2 дана	6,98 N/mm ²
Чврстоћа при савијању после 28 дана	9,30 N/mm ²
Чврстоћа при притиску после 2 дана	31,33 N/mm ²
Чврстоћа при притиску после 28 дана	55,15 N/mm ²

За справљање мешавине коришћен је и адитив MC PowerFlow 1102, типа хиперпластификатор, у складу са EN 934–2, који је у хемијском смислу модификовани поликарбоксилат. Дозирање адитива износило је 0,5 % у односу на масу прашкастих компонената (цемент и камено брашно).

Пројектована бетонска мешавина за самоуграђујући бетон са рециклираним агрегатом справљана је тако да има исту уградљивост као и самоуграђујући бетон на бази природног агрегата. Испитивањем самоуграђујућег бетона на бази природног агрегата утврђено је да је његово распрострањање после подизања напуњеног и претходно навлаженог конуса износило 605 mm, док је време потребно да пречник достигне вредност од 500 mm износило $T_{500}=4,8$ sec. Распрострањање бетона на бази рециклираног агрегата са заменом рециклираног агрегата од 50 % и 100 % износило је 600 mm односно 602 mm, док је време T_{500} износило 5,0 sec за обе мешавине, Табела 4.5.

Табела 4.5 Карактеристике свеже мешавине

Врста бетона	Пречник распрострања	Време
	D [mm]	T_{500} [sec]
SCC	605	4,8
SCC R 50	600	5,0
SCC R 100	602	5,0



(a)



(б)

Слика 4.11 Slump-flow тест: (a) SCC; (б) SCC R 100

На основу Европског водича за самоуграђујући бетон EFNARC [5,6], EN 206–9:2010 [24] и резултата Slump-flow теста, самоуграђујући бетон на бази природног и рециклираног агрегата сврстава се у класу SF1, док се на основу мереног времена T_{500} убраја у класу VF1.

Како се свака врста бетона справљала у једној мешавини, укупне запремине приближно $1,2 \text{ m}^3$, пробне епрувете су узете за сваку врсту бетона (15 коцки $150/150/150 \text{ mm}$, 9 цилиндара $\varnothing 150 \times 300 \text{ mm}$). Епрувете су испитиване после 2, 7, 14, 28

дана, као и у тренутку испитивања гредних носача. Одређене су следеће механичке карактеристике уграђеног бетона:

- Чврстоћа при притиску (SRPS ISO 4012:200);
- Чврстоћа при затезању цепањем (SRPS ISO 4108:2000);
- Модул еластичности бетона (SRPS ISO 6784:2000).

4.3.1 Одређивање чврстоће бетона при притиску

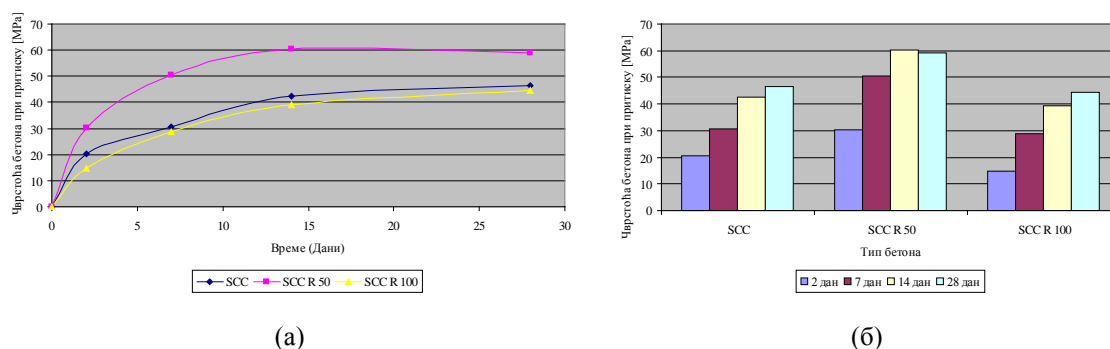
Одређивање чврстоће при притиску за сваку врсту самоупрађујућег бетона извршено је на преси Controls-model Automax 5 на којој је могуће дефинисати прираштај оптерећења од 0,5 MPa/s, Слика 4.12. Добијени резултати приказани су у Табели 6.5, као и дијаграмима на Слици 4.13.



Слика 4.12 Преса Controls-model Automax 5

Табела 4.6 Чврстоћа при притиску мерена на коцки ивице 150 mm

Врста бетона	SCC			SCC-R-50			SCC-R-100		
	Средња чврстоћа при притиску f_{sr} [MPa]	Стандардна девијација	Референтна вредност чврстоће f_b [MPa]	Средња чврстоћа при притиску f_{sr} [MPa]	Стандардна девијација	Референтна вредност чврстоће f_b [MPa]	Средња чврстоћа при притиску f_{sr} [MPa]	Стандардна девијација	Референтна вредност чврстоће f_b [MPa]
2	21,47	1,07	20,40	30,43	0,28	30,15	14,82	0,17	14,65
7	32,84	2,07	30,75	52,56	1,91	50,65	29,83	0,93	28,90
14	44,81	2,36	42,45	60,80	0,55	60,25	42,10	2,95	39,15
28	47,47	0,92	46,55	64,29	5,21	59,05	45,00	0,50	44,50
365	61,10	3,45	57,65	63,00	3,30	59,70	59,66	3,61	56,05



Слика 4.13 Графички приказ чврстоће бетона при притиску: (а) у функцији времена; (б) у зависности од врсте бетона

Чврстоћа при притиску за старост бетона од 28 дана у зависности од врсте мешавине приказана је на Слици 4.13. Мешавина SCC R 50 има већу чврстоћу за 26,85 %, односно за 12,50 МПа у односу на чврстоћу еталона, док мешавина SCC R 100 има за 2,05 МПа, односно за 4,40 % мању чврстоћу у односу на чврстоћу еталона. До овакве разлике у чврстоћи бетона (поготово за пробу SCC R 50) долази услед промене микроструктуре бетона са рециклираним агрегатом, а може се тумачити као последица ефикасног међусобног уклапања угластих зрна рециклираног и заобљених зрна природног агрегата.

Два су могућа узрока повећања чврстоће при притиску мешавине SCC R 50. Први је већа количина дробљеног каменог агрегата у замењеној фракцији (8/16) рециклираног агрегата, док други узрок може да буде појава допунске хидратације старе цементне пасте коју садржи рециклирани агрегат. Код мешавине SCC R 100 дошло је до незнатног пада чврстоће при притиску јер је друга фракција (у овом случају рециклирани агрегат) садржала већи проценат ситних честица (прашине), чиме је смањена количина крупног агрегата који има утицај на чврстоћу бетона.

За димензионисање континуалних носача је била мериторна чврстоћа при притиску одређена у време испитивања носача, за епрувете облика коцке (150/150/150 mm) неговане у води. Тиме је успостављена веза између чврстоће бетона испитиване једноосним оптерећењем епрувете и чврстоће утегнутог бетона оптерећеног на савијање, а уједно је избегнут утицај старости бетона на резултате.

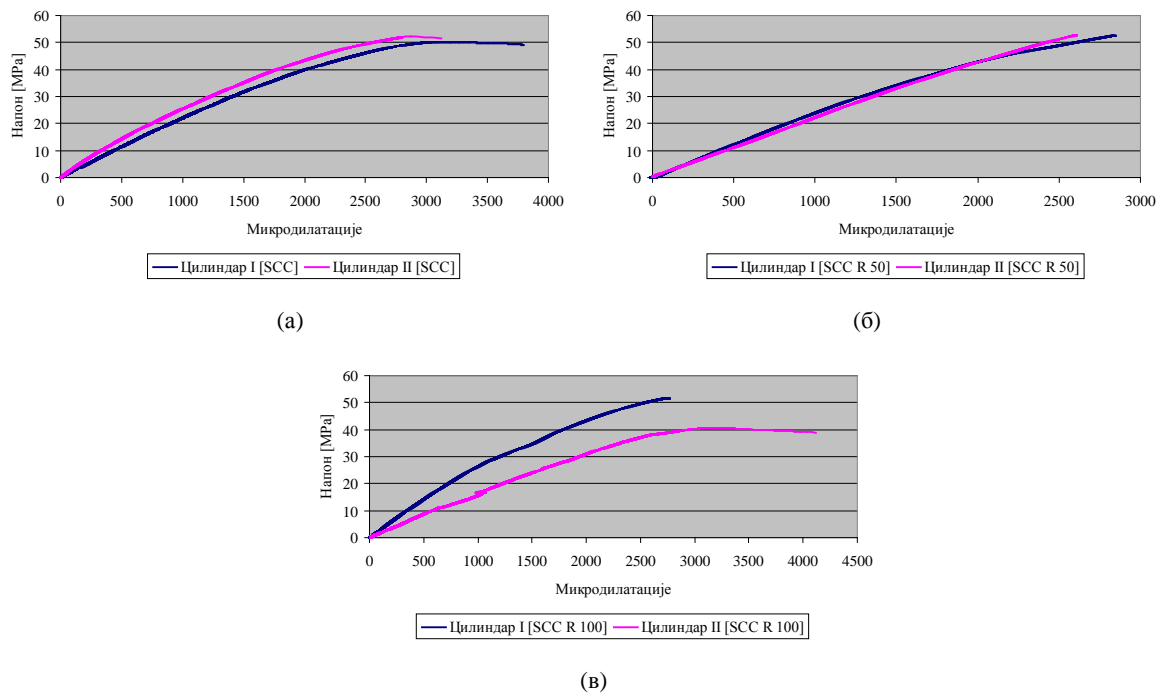
4.3.2 Одређивање везе напон–дилатација у бетону

За одређивање везе напон–дилатација у бетону коришћене су две епрувете цилиндричног облика које су оптерећиване једноосијалним притиском до лома. На

основу добијених дијаграма одређени су тангентни и секантни модул еластичности у зависности од интензитета оптерећења. Уједно је дефинисана и чврстоћа при притиску на цилиндричним епруветама.



Слика 4.14 Диспозиција узорака под оптерећењем и приказ мерних линија за одређивање везе напон–дилатација



Слика 4.15 Дијаграми напон–дилатације при једноаксијалном притиску: (а) SCC; (б) SCC R 50; (в) SCC R 100

4.3.3 Одређивање статичког модула еластичности бетона

Одређивање статичког модула еластичности уграђеног бетона вршено је у складу са важећим прописима (SRPS ISO 6784:2000) на цилиндричним епруветама $\varnothing 150 \times 300$ mm. Постављена су три претварача померања W20 у мерним линијама под углом од 120° ради мерења дилатација услед аксијалног притиска, Слика 4.16.



Слика 4.16 Диспозиција оптерћених епрувета и приказ мерних линија за одређивање модула еластичности

У складу са прописаном процедуром одређивања модула еластичности изведена су најпре три циклуса предоптерећења (у еластичном подручју), у опсегу основног напона од $\sigma_a=0,5$ МПа до $\sigma_b=1/3 f_c$, при чему су очитане одговарајуће вредности дилатација (ϵ_a) и (ϵ_b). У завршном циклусу оптерећење је нанешено до лома епрувете.

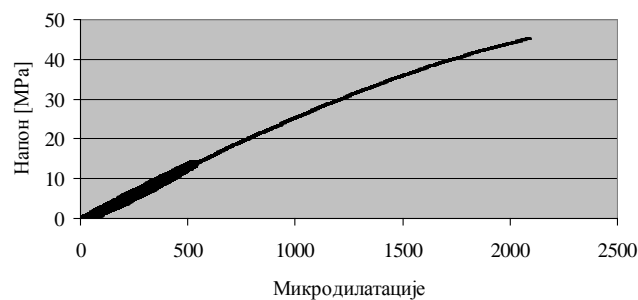
Одређивање статичког модула еластичности при притиску добија се на основу:

$$E_c = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon} = \frac{\sigma_a - \sigma_b}{\epsilon_a - \epsilon_b}, \quad (6.1)$$

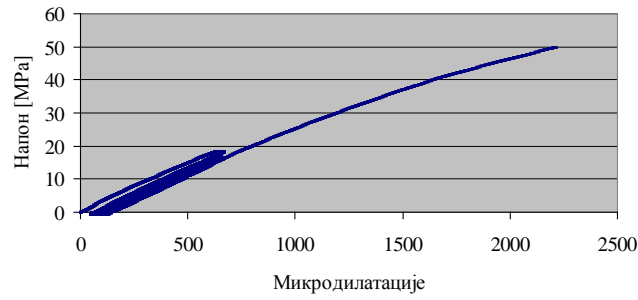
где је:

- ϵ_a и ϵ_b средња вредност дилатација на мерним линијама.

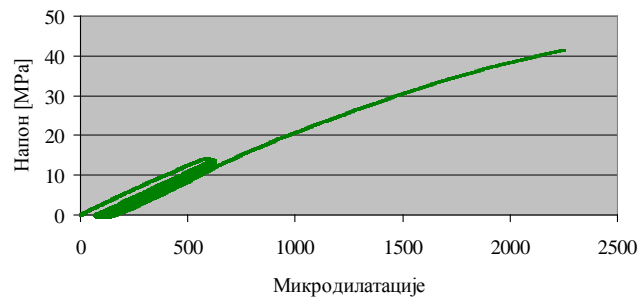
Добијени дијаграми напон–дилатација који су потребни за одређивања статичког модула еластичности за сваку од врста самоупраћујућег бетона приказани су на Сликама 4.17 - 4.19.



Слика 4.17 Веза напон–дилатација (SCC–епрувета II)



Слика 4.18 Веза напон–дилатација (SCC R 50–епрувета II)



Слика 4.19 Веза напон–дилатација (SCC R 100–епрувета II)



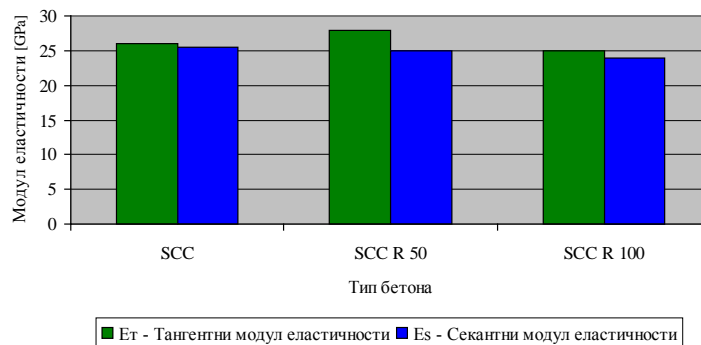
Слика 4.20 Цилиндрични узорци после испитивања

Величина секантног модула еластичности одређена је на основу регистрованих тежишних вредности дилатација при одговарајућем нивоу напона.

Табела 4.7 Тангентни и секантни модул еластичности самоуграђујућег бетона

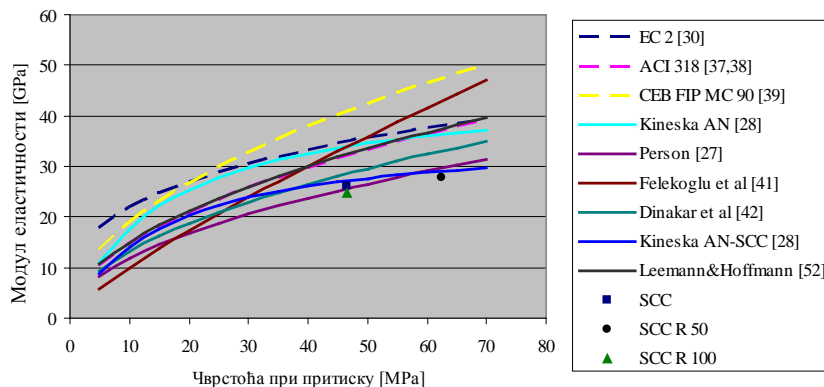
епрувета	SCC		SCC R 50		SCC R 100	
	E_t	E_s	E_t	E_s	E_t	E_s
I	26,72	20,56	30,39	25,11	22,08	21,47
II	25,51	27,72	25,57	25,33	27,65	25,32
III		28,70				24,35
Средња вредност	26,12	25,55	27,98	25,22	24,86	24,35

Добијене средње вредности тангентног и секантног модула еластичности приказане су на Слици 4.21.



Слика 4.21 Графичка интерпретација средњих вредности тангентног и секантног модула еластичности за SCC, SCC R 50 и SCC R 100

Како је модул еластичности могуће дефинисати на основу познавања чврстоће бетона при притиску (Поглавље 2.5.4), извршено је поређење експериментално добијених вредности са вредностима неких од предложених аналитичких формулација, Слика 4.22. Од свих разматраних аналитичких формулација којима је дефинисана зависност између модула еластичности и чврстоће при притиску, експериментално добијени резултати су најближи аналитичкој формулацији предложеној од стране Персона.



Слика 4.22 Дијаграми зависности модула еластичности од чврстоће бетона при притиску

4.3.4 Одређивање чврстоће бетона при затезању цепањем

Одређивање чврстоће бетона при затезању цепањем је извршено у складу са важећим прописима (SRPS ISO 4108:2000) на цилиндричним епруветама $\varnothing 150 \times 300$ mm, коришћењем трака за налегање према диспозицији са Сlike 4.23.



Слика 4.23 Одређивање чврстоће при затезању цепањем

Испитивање је обављено на преси НРМ 3000 која има могућност контролисаног наношења оптерећења од 0,06 МПа/с. Оптерећење је наношено све до лома епрувете, при чему је забележена максимална сила.

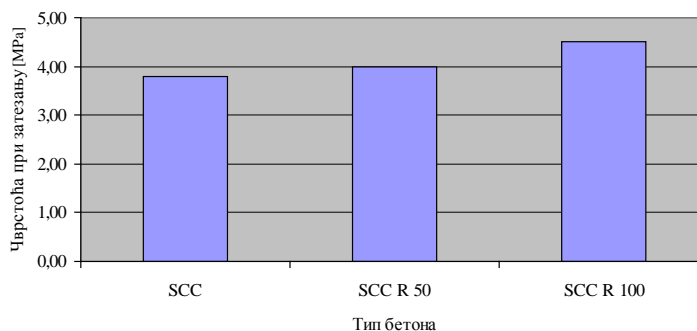
Чврстоћа на затезање цепањем f_{ct} добија се на основу израза:

$$f_{ct} = \frac{2F}{\pi l d}, \quad (6.2)$$

а добијене средње вредности чврстоће при затезању цепањем за испитиване врсте бетона дате су у Табели 6.8.

Табела 4.8 Чврстоћа при затезању цепањем

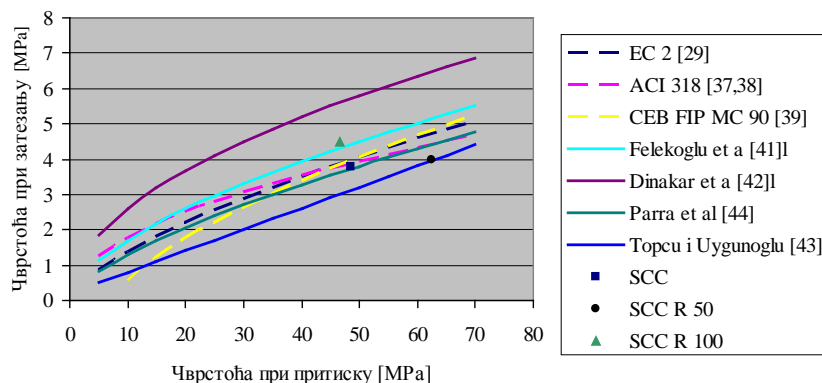
SCC			SCC R 50			SCC R 100		
Средња вредност чврстоће f_{ct} [МПа]	Стандардна девијација	Референтна вредност чврстоће f_{ct} [МПа]	Средња вредност чврстоће f_{ct} [МПа]	Стандардна девијација	Референтна вредност чврстоће f_{ct} [МПа]	Средња вредност чврстоће f_{ct} [МПа]	Стандардна девијација	Референтна вредност чврстоће f_{ct} [МПа]
3,89	0,09	3,80	4,06	0,06	4,00	4,63	0,13	4,50



Слика 4.24 Графичка интерпретација чврстоће при затезању цепањем

Како се чврстоћа при затезању цепањем може одредити на основу чврстоће бетона при притиску применом аналитички дефинисаних формулација приказаних у

Поглављу 2.5.2, извршено је поређење експериментално добијених вредности са предложеним аналитичким формулацијама, Слика 4.25.



Слика 4.25 Зависности чврстоће при затезању од чврстоће при притиску

Експериментално добијене вредности чврстоће при затезању налазе се у области која је дефинисана аналитичким изразима које су предложили Фелекоглуа и остали, као и Топчу и Угуноглуа, Слика 4.25.

4.4 Поставка експеримента и програм испитивања

Испитивање армиранобетонских носача извршено је на тест машини Лабораторије за мехатронику Машинског факултета у Нишу. Стручно особље и мерна опрема при испитивању били су из акредитоване Лабораторије за испитивање конструкција Грађевинско–архитектонског факултета у Нишу.

Програм испитивања обухватио је укупно девет армиранобетонских континуалних носача на два поља, укупне дужине 3,40 m, статичких распона поља 2x1,60 m. Ради праћења тока испитивања и компаративне анализе добијених резултата континуални носачи су обележени у зависности од врсте бетона од кога су направљени, као и начина (процента) армирања:

1. В.1.1. – носач израђен од самоуграђујућег бетона са природним агрегатом (SCC), армиран арматурним шипкама $\pm 2R\varnothing 10$ mm по целој дужини носача (Слика 4.1 (а));
2. В.1.2. – носач израђен од бетона SCC, армиран арматурним шипкама $\pm 2R\varnothing 12$ mm по целој дужини носача (Слика 4.1 (б));

3. В.1.3. – носач израђен од бетона SCC, армиран арматурним шипкама $\pm 2R\varnothing 10$ mm по целој дужини носача и $1R\varnothing 8$ mm у затегнутој зони над средњим ослонцем и у средини поља носача (Слика 4.1 (в));
4. В.2.1. – носач израђен од самоуграђујућег бетона са 50% крупнозрног рециклираног агрегата (SCC R 50), армиран арматурним шипкама $\pm 2R\varnothing 10$ mm по целој дужини носача (Слика 4.1 (а));
5. В.2.2. – носач израђен од бетона SCC R 50, армиран арматурним шипкама $\pm 2R\varnothing 12$ mm по целој дужини носача (Слика 4.1 (б));
6. В.2.3. – носач израђен од бетона SCC R 50, армиран арматурним шипкама $\pm 2R\varnothing 10$ mm по целој дужини носача и $1R\varnothing 8$ mm у затегнутој зони над средњим ослонцем и у средини поља носача (Слика 4.1 (в));
7. В.3.1. – носач израђен од самоуграђујућег бетона са 100% крупнозрног рециклираног агрегата (SCC R 100), армиран арматурним шипкама $\pm 2R\varnothing 10$ mm по целој дужини носача (Слика 4.1 (а));
8. В.3.2. – носач израђен од бетона SCC R 100, армиран арматурним шипкама $\pm 2R\varnothing 12$ mm по целој дужини носача (Слика 4.1 (б));
9. В.3.3. – носач израђен од бетона SCC R 100, армиран арматурним шипкама $\pm 2R\varnothing 10$ mm по целој дужини носача и $1R\varnothing 8$ mm у затегнутој зони над средњим ослонцем и у средини поља носача (Слика 4.1 (в));

Табела 4.9. Ознаке гредних носача са подацима о врсти бетона и проценту армирања

Ознака носача	Врста бетона	Основна арматура	Додатна арматура	Процент армирања
В.1.1.	SCC	$\pm 2R \varnothing 10$	/	0,65
В.1.2.	SCC	$\pm 2R \varnothing 12$	/	0,94
В.1.3.	SCC	$\pm 2R \varnothing 10$	$\pm 1R\varnothing 8$	0,86
В.2.1.	SCC R 50	$\pm 2R \varnothing 10$	/	0,65
В.2.2.	SCC R 50	$\pm 2R \varnothing 12$	/	0,94
В.2.3.	SCC R 50	$\pm 2R \varnothing 10$	$\pm 1R\varnothing 8$	0,86
В.3.1.	SCC R 100	$\pm 2R \varnothing 10$	/	0,65
В.3.2.	SCC R 100	$\pm 2R \varnothing 12$	/	0,94
В.3.3.	SCC R 100	$\pm 2R \varnothing 10$	$\pm 1R\varnothing 8$	0,86

Легенда ознака:

В. _ . _ – носач (beam) ;

_ . 1 . _ – врста бетона од кога је направљен носач;

_ . _ . 2 . _ – начин армирања носача;



Слика 4.26 Дислокација континуалног носача у фази испитивања

4.4.1 Процедура наношења оптерећења и мерења

Приликом испитивања континуалних носача оптерећење је наношено помоћу хидрауличког уређаја, при чему је сила са клипа тест машине преносена на носач у виду две концентрисане силе на средини оба поља континуалног носача, Слика 4.26. За пренос оптерећења од хидрауличког клипа на континуални носач искоришћена је челична шина дужине 2,0 m, а пренос оптерећења на армиранобетонски носач је омогућен преко челичних плочица ширине 100 mm и челичног ваљка $\varnothing 30$ mm постављеног између њих. Формирање ослонаца (покретног и непокретног лежишта) континуалног носача остварено је преко челичних контактних плочица ширине 100 mm. Оптерећење је наношено у контролисаном тзв „временском моду“, уз константан прираштај угиба у функцији времена све до лома, и то са брзином прираштаја угиба од 0,02 mm/s (1,2 mm/min).

Током испитивања праћене су глобалне деформације носача (угиби), дилатације у бетону и затегнутој челичној арматури, као и појава и развој прлина у функцији прираштаја оптерећења. Ради једноставнијег праћења појаве прлина у бетону, бочна страна континуалног носача је шрафирана „шах пољем“ на 5cm од доње ивице носача, а на сваких 5,0 kN наношење оптерећења је заустављано ради исцртавања прлина и мерења њиховог отвора. Развој прлина, односно њихов збир на дужини базе инструмента (где се по правилу појављивала једна прлина) регистрован је континуално дилатомером конструисаним помоћу LVDT. У зависности од интензитета оптерећења, појава прлина бележена је различитим бојама. Паралелно је рађена фото документација, којом су бележени значајни детаљи понашања континуалних носача при испитивању пробним оптерећењем. Оптерећење је наношено до лома, односно до престанка прираштаја силе.

4.4.2 Мерна опрема

– Претварачи померања (LVDT)

За праћење померања употребљени су индуктивни претварачи померања (LVDT – linear variable displacement transducers) W50, којима су мерени угиби на средини распона поља носача (испод концентрисане силе–пресек I (Слика 4.1)), као и вертикално померање ослонаца. Мерење дилатација у затегнутој зони бетона вршено је помоћу дилатомера, конструисаног помоћу LVDT – W20, на дужини базе инструмента од 100 mm. Помоћу овог дилатомера регистрована је и укупна ширина прелина на дужини базе од 100 mm у затегнутој зони армиранобетонског пресека, Слика 4.27.



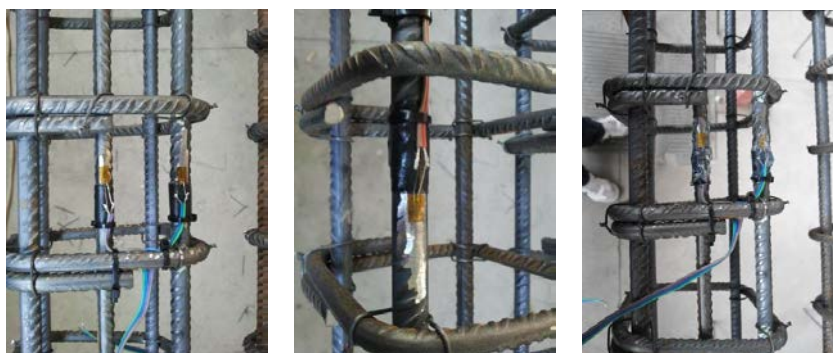
Слика 4.27 Положај угибомера, дилатомера и мерних трака на бетону у фази испитивања

– Електроотпорни тензометри (мерне траке)

Мерење дилатација у челичној арматури, као и на горњој површини притиснуте зоне бетона, вршено је помоћу електроотпорних тензометара, познатих као „мерне траке“ МТ (strain gauge). Коришћене су мерне траке произвођача „Hottinger“, електричног отпора 120 Ω , са различитом дужином базе. На челичној арматури база мерне траке је износила 6 mm, Слика 4.28, док је на бетону база мерне траке износила 50 mm, Слика 4.27. Уградња мерних трака на челичној арматури вршена је пре ливења континуалних носача и оне су заједно са арматуром утопљене у бетон. Лепљење мерних трака за челичну арматуру извршено је помоћу лепка Z70 произвођача „Hottinger“, након чега су оне прописно заштићене од спољашњих утицаја. Постављање мерних трака на бетонску површину извршено је помоћу двокомпонентног лепка X60, без икакве посебене заштите.

Распоред мерних трака на арматури диктиран је напонским стањем, односно максималним утицајима у зонама затезања (у пољу и над ослономцем). На Слици 4.28

приказан је положај мерних трака на челичној арматури, пре и после заштите и повезивања извода.



Слика 4.28 Мерне траке на челичној арматури пре и после заштите и повезивања

Поред поменутих електронских инструмената, коришћени су и механички компаратери (угибомери $p=1/100$ и $p=1/1000$) за праћење померања ослонаца, мерач прслина (ZDI-VDA са $p=0,05$ mm), лупа и оптички микроскоп, чија је осетљивост мерења 0,05 mm. За мерење силе коришћен је електронски динамометар (HBM U2A), мерног опсега до 100 kN, тачности од 0,5 %, Слика 4.29.



Слика 4.29 Мерење интензитета силе електронским динамометром

Преглед употребљених инструмената и њихове карактеристике дате су у Табели 4.10.

Табела 4.10 Употребљени инструменти

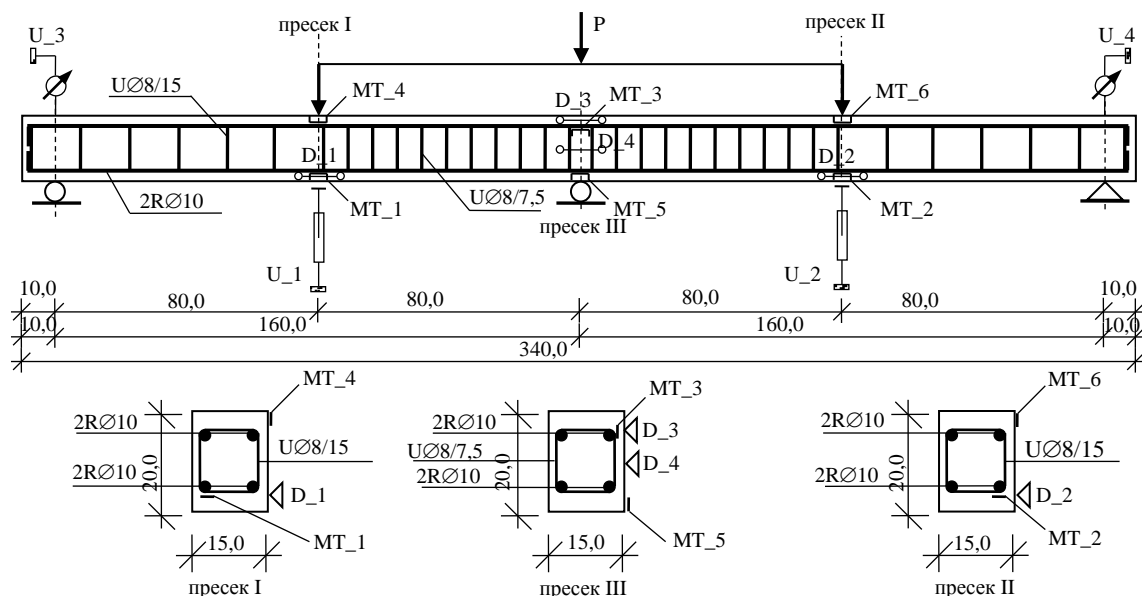
Ознака инструмента	Назив инструмента	Врста инструмента	Опсег мерења/ база мерења	Намена инструмента
LVDT	Индуктивни претварач	електронски	± 50 mm	мерење померања
MT	Мерне траке	електронски	20 mm 50 mm	мерење дилатација
D	Дилатомер	електронски	100 mm	мерење померања
U	Угибомер	механички	25 mm (5 mm)	мерење померања
Din	Динамометар	електронски	0÷100 kN	мерење силе

– Мерно – аквизицијски систем

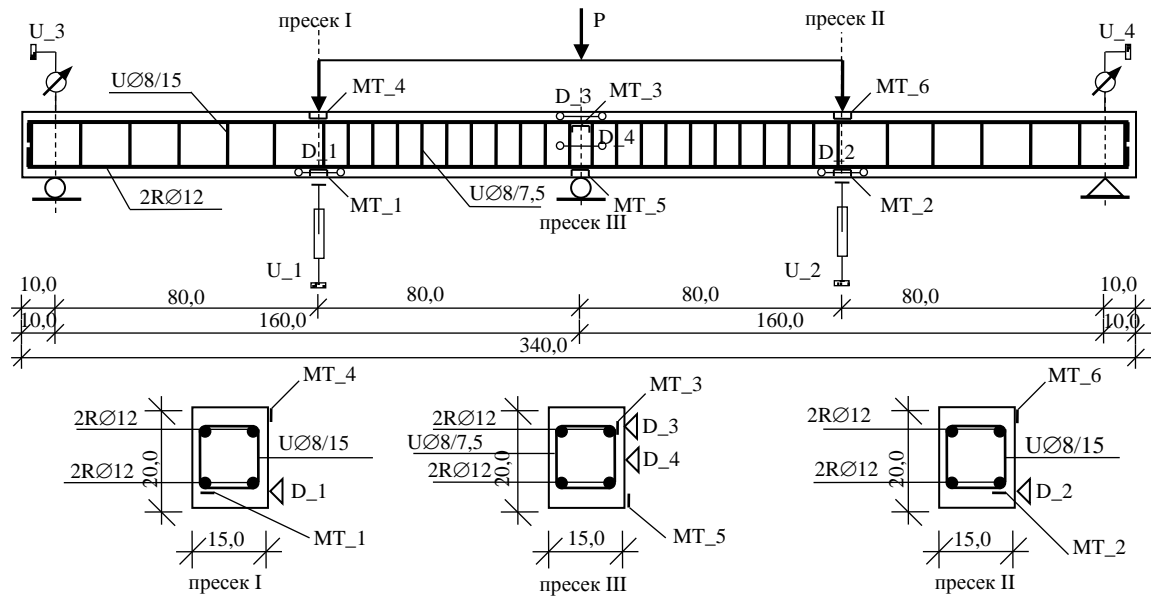
За снимање добијеног сигнала са претварача и превођење механичких величина у електричне коришћена је електронска мерна опрема (аквизицијски системи) немачког произвођача „Hottinger“ (HBM), вишеканални систем MGCplus и SPIDER 8. Преко аквизицијског система коришћени претварачи повезани су за персонални рачунар, ради калибрације инструмената, читавања и снимања података. Очитавање електронских инструмената вршено је аутоматски на 1 секунд (квази динамички), а снимање и обрада података је обављена помоћу одговарајућег софтверског пакета CATMAN.

Табела 4.11 Приказ мерних величина и коришћених инструмената

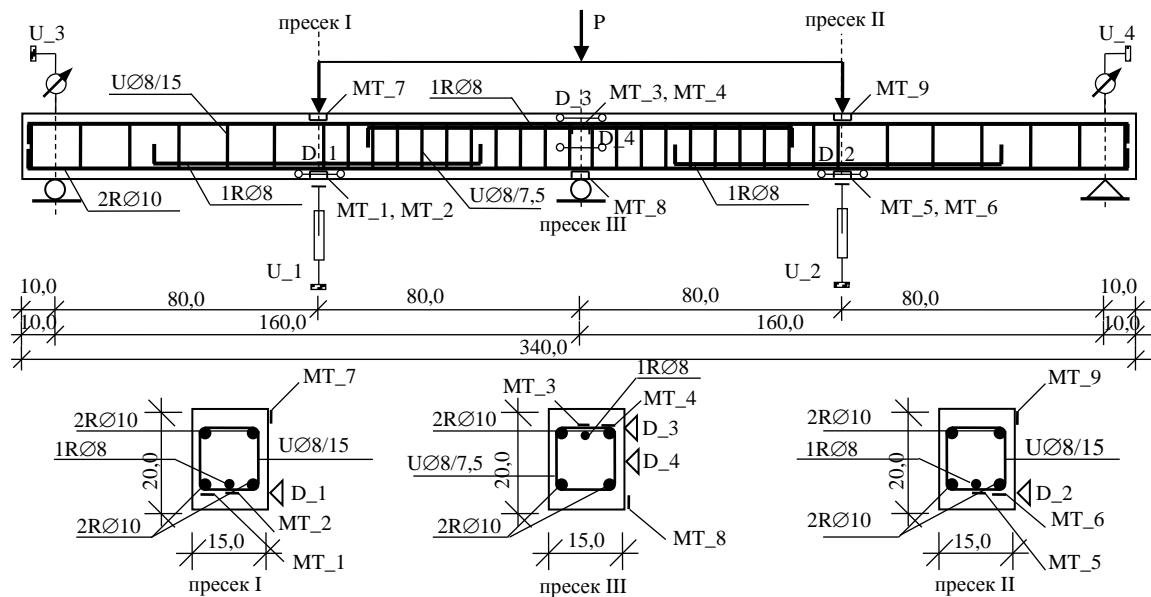
Мерена величина	Мерни инструмент	Ознака инструмента	Положај инструмента	Дужина базе инструмента или опсег инструмента	Податак инструмента
Сила	Динамометар	DIN	L	100 kN	(0,5 %)
Угиб	LVDT – W50	LVDT1, LVDT2	L/2, 3L/4	50 mm	1/1000 mm
Угиб	LVDT – W50	LVDT5, LVDT6	Спољашњи ослонци	50 mm	1/1000 mm
Дилатације	Дилатомер	LVDT3, LVDT4	L/2, L (средњи ослонац)	100 mm	10×10^{-6}
Дилатације	Мерне траке	SG	L/2, L, 3L/4 (челик)	6 mm	1×10^{-6}
Дилатације	Мерне траке	SG	L/2, L (бетон)	50 mm	1×10^{-6}



Слика 4.30 Распоред мерних инструмената на континуалним носачима армираним са $\pm 2R\text{Ø}10$ mm (B.1.1., B.2.1., B.3.1.)



Слика 4.31 Распоред мерних инструмената на континуалним носачима армираним са $\pm 2R\text{Ø}12$ mm (B.1.2., B.2.2., B.3.2.)

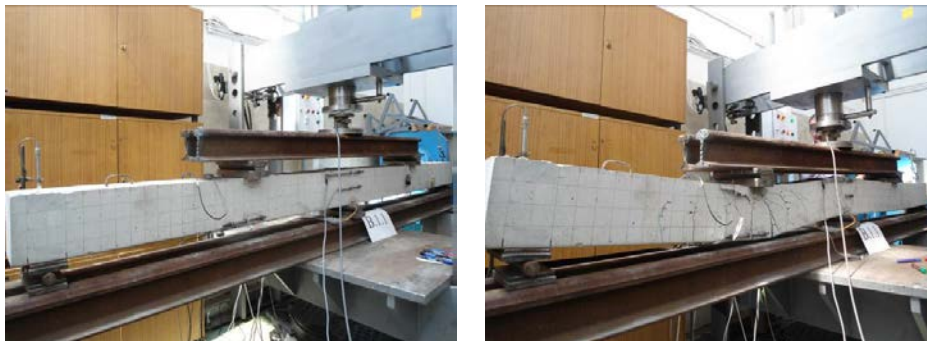


Слика 4.32 Распоред мерних инструмената на континуалним носачима армираним са $\pm 2R\text{Ø}10 + 1R\text{Ø}8$ mm (B.1.3., B.2.3., B.3.3.)

4.5 Приказ и анализа резултата испитивања

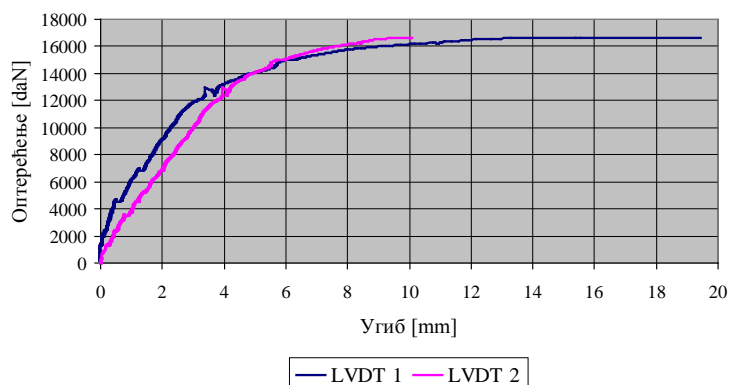
4.5.1 Континуални носач В.1.1 (узорак – SCC $\pm 2R\text{Ø}10$)

Диспозиција континуалног носача током експерименталног испитивања приказана је на Слици 4.33, док је распоред мерних инструмената приказана на Слици 4.30.



Слика 4.33 Диспозиција континуалног носача пре оптерећења и под оптерећењем

Током експерименталног испитивања мерени су угиби и дилатације у претходно обележеним пресецима, а тако измерене величине приказане су графички помоћу дијаграма у функцији оптерећења. Криве нису идеално глатке због прекида у наношењу оптерећења ради обележавања појављивања и распрострањања прслина.



Слика 4.34 Веза оптерећење (2P)- угиб (δ) у пресеку I (LVDT1) и пресеку II (LVDT2) континуалног носача

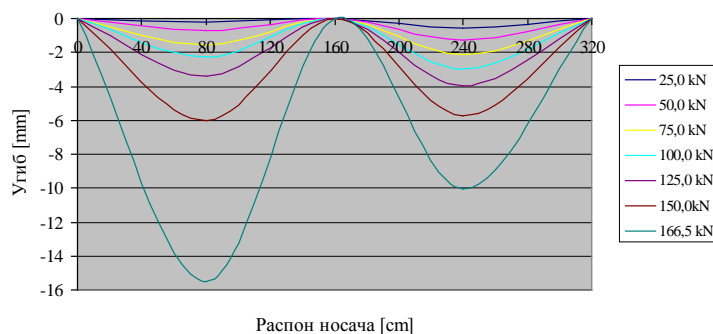
Са дијаграма на Слици 4.34 уочавају се три карактеристичне области:

- Линеарно понашање до појаве првих прслина;
- Нелинеарно понашање од појаве првих прслина до појаве течења у челичној арматури – фаза стабилизације слике прслина;
- Изразито нелинеарно понашање од појаве течења у арматури до лома.

Током наношења оптерећења угиби у средини поља носача не достижу истовремено исту вредност, већ је угиб пресека II нешто већи до достизања вредности од 5,0 mm ($P=14000$ daN). Са дијаграма на Слици 4.34 уочава се да по достизању силе

од 16659 daN, којој одговара угиб од 10,0 mm, долази до пластификовања и прираштаја деформације без повећања оптерећења.

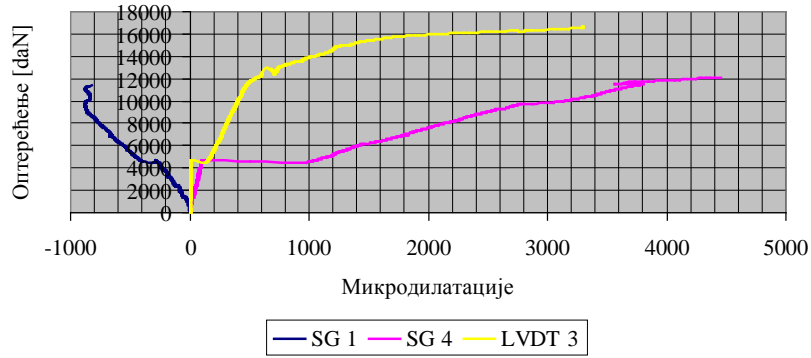
Графички приказ угиба мерених на сваких 25,0 kN приказан је на Слици 4.35.



Слика 4.35 Графички приказ еластичних линија носача (B.1.1)

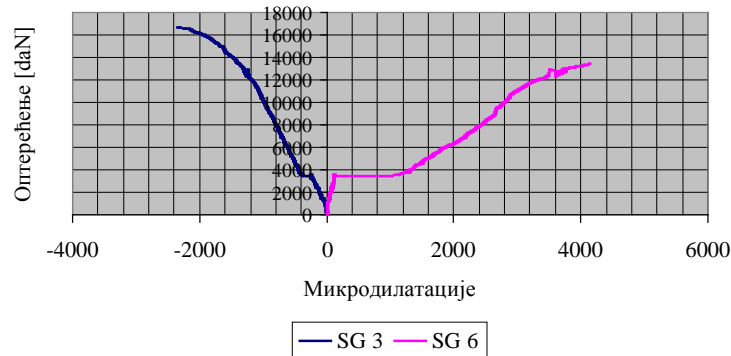
У карактеристичним пресецима I и II у средини поља носача, као и пресеку III над средњим ослоном, праћене су дилатације у затегнутој арматури, као и дилатације на површини бетонског пресека. Са дијаграма, приказаних на Сликама 4.36, 4.37 и 4.39, уочава се да је веза између оптерећења и дилатације линеарна до појаве прслина, када постаје нелинеарна. Дилатације у затегнутом делу бетонског пресека мерене су и помоћу дилатомера LVDT 3, који је био постављен на 20 mm од доње ивице бетонског пресека I и дилатомера LVDT 4, који се налазио на 20 mm од горње ивице бетонског пресека.

Помоћу дилатомера LVDT 3 праћено је затезање на површини бетона у доњем затегнутом влакну пресека I, а помоћу LVDT 4 и LVDT 7 у горњем затегнутом влакну пресека III. На забележеним кривама приказаним на Сликама 4.36 и 4.39, уочавају се три карактеристичне области у понашању греде. Прва област је до појаве прве прслине. На основу оптерећења које одговара појави прве прслине може се дефинисати чврстоћа бетона на затезање при савијању. Друга област је од појаве прве прслине све до границе великих издужења (течења) у арматури, док је трећа област од појаве границе течења у арматури па све до лома носача.



Слика 4.36 Веза оптерећење-дилатација у арматури и бетону (пресек I)

У карактеристичном пресеку I, у средини првог поља носача (Слика 4.36), дошло је до мрвљења бетона у најоптерећенијим површинским влакнима, што је за последицу имало отказивање мерне траке (SG 1).

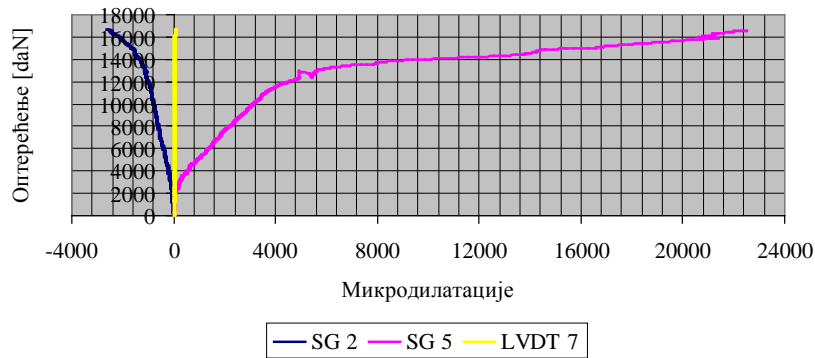


Слика 4.37 Веза оптерећење-дилатација у арматури и бетону (пресек II)

У карактеристичном пресеку II, у средини другог поља носача, мерене су дилатације у затегнутој арматури (SG 6), као и дилатације у притиснутом делу бетонског пресека (SG 3).



Слика 4.38 Распоред прлина у средини првог поља и над средњим ослоњцем



Слика 4.39 Веза оптерећење-дилатација у арматури и бетону (пресек III)

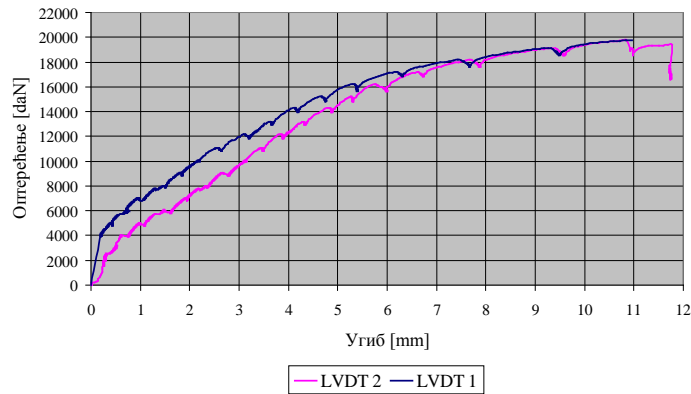
Дилатације у челичној арматури, као и бетону, у пресеку над средњим ослонцем (пресек III), приказане су на Слици 4.39. Затезање на површини бетона праћено је дилатомером LVDT 4 и дилатомером LVDT 7, који се налазио на половини висине носача. Мерење забележено дилатомером LVDT 4 није приказано, јер је дилатомер изашао из опсега мерења. Дијаграм дилатација по висини пресека на Слици 4.39 потврђује Бернулијеву хипотезу. На основу дијаграма дилатација у челичној арматури (SG 5) уочава се да је веза између оптерећења и дилатације линеарна до појаве прслина, док је после појаве прслина ова веза постаје нелинеарна.

4.5.2 Континуални носач В.1.2 (узорак – SCC ±2RØ12)

Распоред мерних инструмената приказан је на Слици 4.31, док је диспозиција гредног носача током експерименталног испитивања приказана на Слици 4.40. Мерене вредности угиба регистроване помоћу претварача померања LVDT 1 и LVDT 2 у пресецима I и II при дејству пробног оптерећења приказане су на Слици 4.41.

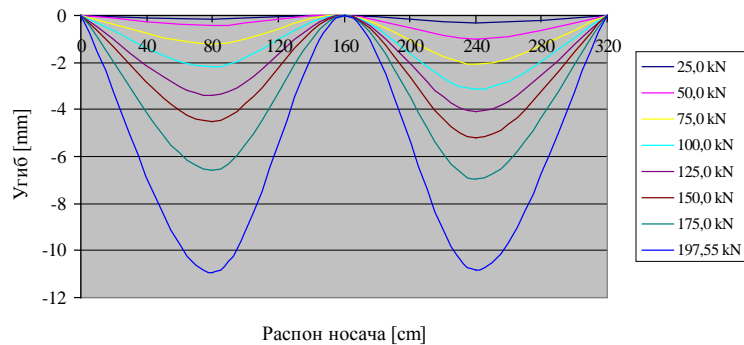


Слика 4.40 Диспозиција испитиваног гредног носача пре оптерећења и под оптерећењем



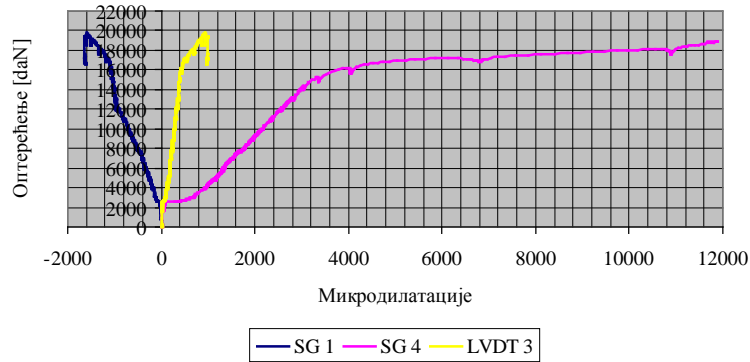
Слика 4.41 Веза оптерећења (2P) - угиб (δ) у пресеку I (LVDT1) и пресеку II (LVDT2) носача

Криве које дефинишу везу између оптерећења и угиба носача В.1.2, по облику су сличне онима за гредни носач В.1.1. Од почетка нашошења оптерећења угиб пресека II био је незнатно већи од угиба пресека I, све до угиба 7,7 mm, који је регистрован под дејством силе од 17871 daN, када су се угиби у пресецима I и II изједначили. Лом носача наступио је под дејством силе од 19755 daN, при чему је забележена деформација (угиб) од 10,90 mm. После достизања максималне силе дошло је до пластификовања и прираштаја деформације без повећања оптерећења.

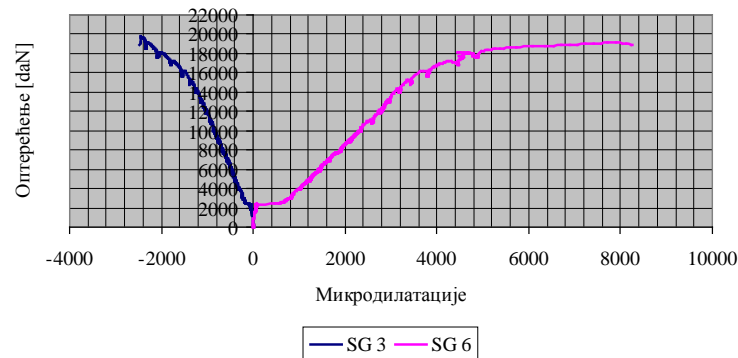


Слика 4.42 Графички приказ еластичних линија носача (B.1.2)

У карактеристичним пресецима I и II у средини поља носача, као и у пресеку III над средњим ослонцем, праћене су дилатације у затегнутој арматури, као и дилатације на површини бетонског пресека.

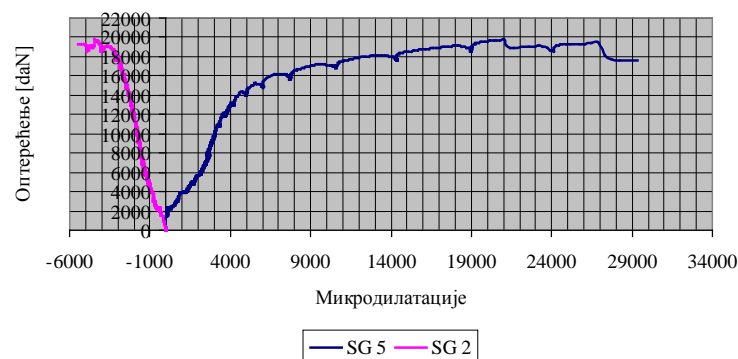


Слика 4.43 Веза оптерећење-дилатација у арматури и бетону (пресек I)



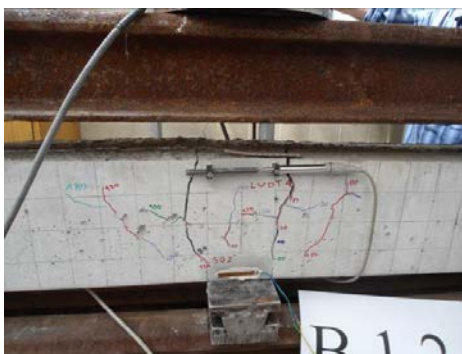
Слика 4.44 Веза оптерећење-дилатација у арматури и бетону (пресек II)

На Сликама 4.43 и 4.44 приказане су дилатације у челичној затегнутој арматури, као и дилатације у бетону регистроване мерним тракама на 20 mm од горње ивице бетона и дилатомером постављеним на 20 mm од доње ивице бетона. Са оба дијаграма уочава се карактеристично понашање пресека изложених савијању, област без прслина, затим следи област од појаве првих прслина до границе великих издужења (течења) у затегнутој арматури и најзад од границе течења арматуре до лома. Мерење укупне ширине прслина вршено је дилатомером LVDT 3 на дужини мерне базе од 100 mm, Слика 4.43.



Слика 4.45 Веза оптерећење-дилатација у арматури и бетону (пресек III)

Веза између оптерећења и дилатације у затегнутој челичној арматури (SG 5), као и веза између оптерећења и дилатације у притиснутом делу бетонског пресека (SG 2) над средњим ослонцем приказане су на Слици 4.45. У затегнутом делу бетонског пресека дилатације су мерене и путем дилатомера LVDT 4. Како су се прлине над средњим ослонцем јавиле са леве и десне стране мерне базе дилатомера LVDT 4, мерни инструмент је остао на делу „бетонског блока“ оивиченог прслинама које су се шириле са повећањем оптерећења, Слика 4.46, тако да се мерење забележено дилатомером LVDT 4 не може сматрати меродавним.



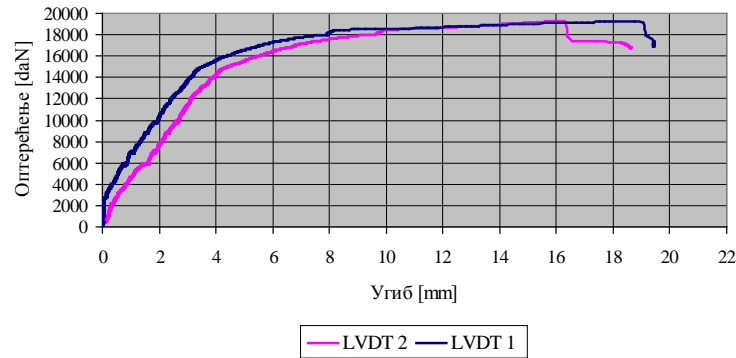
Слика 4.46 Распоред прлина над средњим ослонцем (пресек III)

4.5.3 Континуални носач В.1.3 (узорак – SCC $\pm 2R\varnothing 10 + 1R\varnothing 8$)

Распоред мерних инструмената приказан је на Слици 4.32, а диспозиција у току експерименталног испитивања приказана је на Слици 4.47.

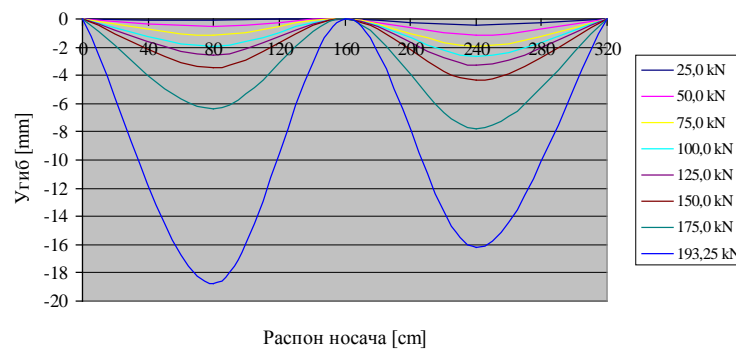


Слика 4.47 Диспозиција испитиваног гредног носача пре оптерећења и под оптерећењем



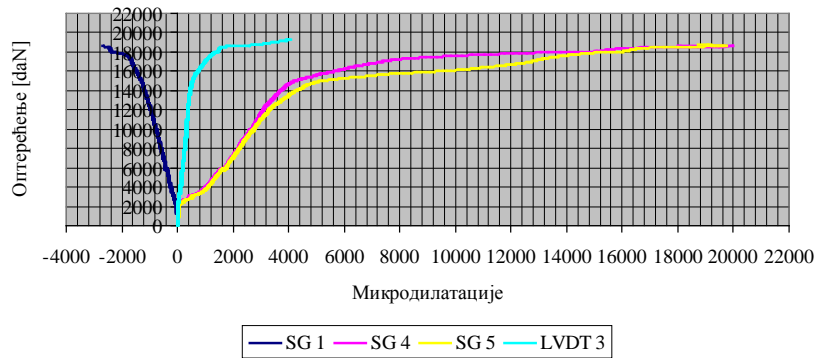
Слика 4.48 Веза оптерећење (2P)- угиб (δ) у пресеку I (LVDT1) и пресеку II (LVDT2) носача

При дејству пробног оптерећења са дијаграма оптерећење–угиб (Слика 4.48) уочено је слично понашање као и код носача В.1.1 и В.1.2. Све до оптерећења од 19325 даN носач прима додатно оптерећење, после чега се прираштај силе не региструје и долази до лома носача. На Слици 4.49 дат је графичких приказ еластичних линија носача у зависности од интензитета нанесеног оптерећења.

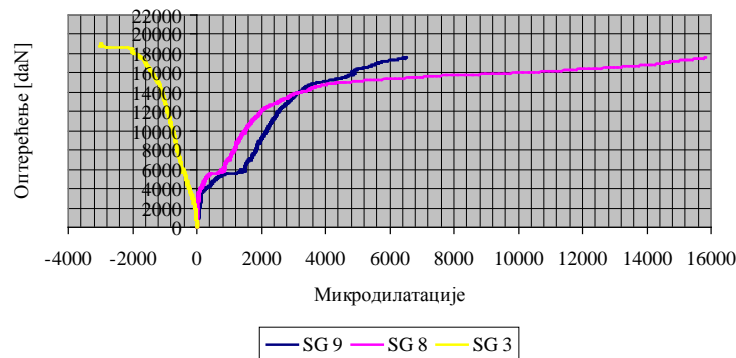


Слика 4.49 Графички приказ еластичних линија носача (В.1.3)

Са дијаграма зависности између оптерећења и дилатације у затегнутој челичној арматури и у бетону у пресеку I, Слика 4.50, и пресеку II, Слика 4.51, уочава се карактеристично понашање носача изложеног савијању. У пресеку I помоћу дилатомера LVDT 3, постављеног на 20 mm од доње ивице носача, мерена је укупна ширина прслина које су се појавиле на мерној бази инструмента.

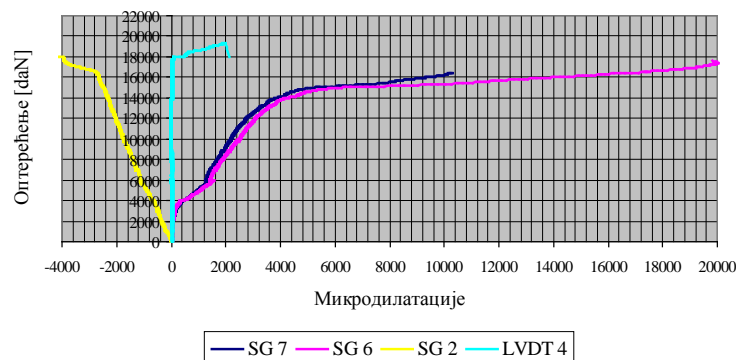


Слика 4.50 Веза оптерећење-дилатација у арматури и бетону (пресек I)



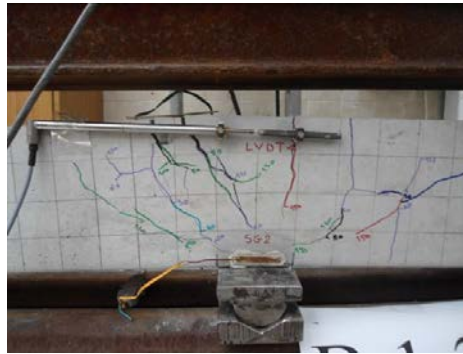
Слика 4.51 Веза оптерећење-дилатација у арматури и бетону (пресек II)

Дилатације у затегнутој челичној арматури (RØ10 и RØ8 mm) у посматраним пресецима I и II су једнаке. Током испитивања дошло је до престанка рада мерне траке на арматури RØ8 mm.



Слика 4.52 Веза оптерећење-дилатација у арматури и бетону (пресек III)

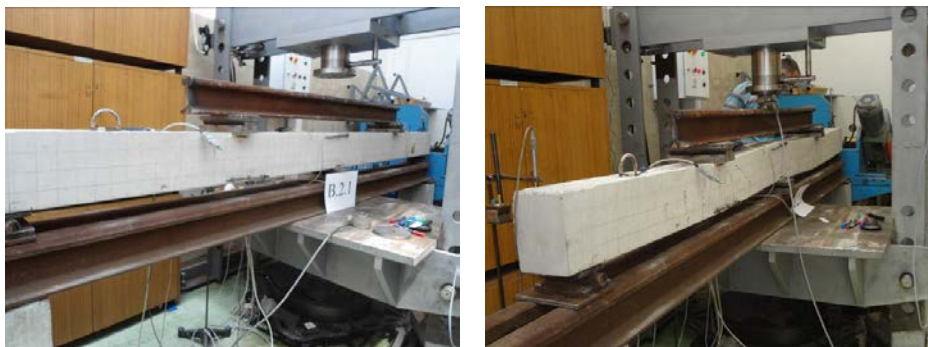
Помоћу дилатомера LVDT 4 који је постављен на 20 mm од горње ивице пресека мерене су дилатације у затегнутом делу бетонског пресека. Како су се прслине појавиле ван мерне базе дилатомера, регистроване вредности на дилатомеру приказују укупне вредности дилатације затезања у бетону. На мерној бази инструмента дилатомер бележи појаву и отварање прслина, Слика 4.53.



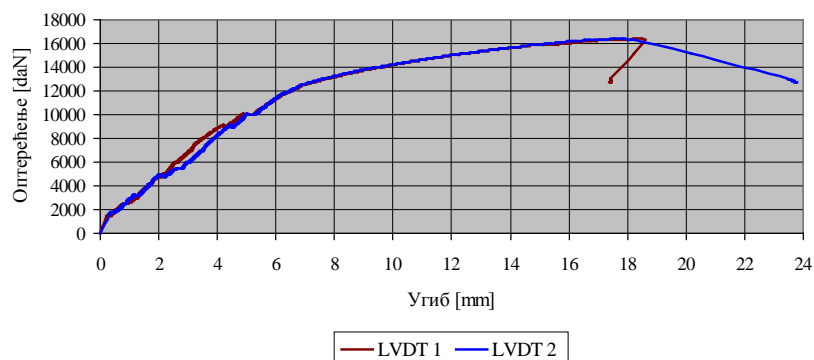
Слика 4.53 Распоред прслина над средњим ослоњцем

4.5.4 Континуални носач В.2.1 (узорак – SCC R 50±2RØ10)

Диспозиција континуалног носача током експерименталног испитивања приказана је на Слици 4.54, док је распоред мерних инструмената приказан на Слици 4.30.



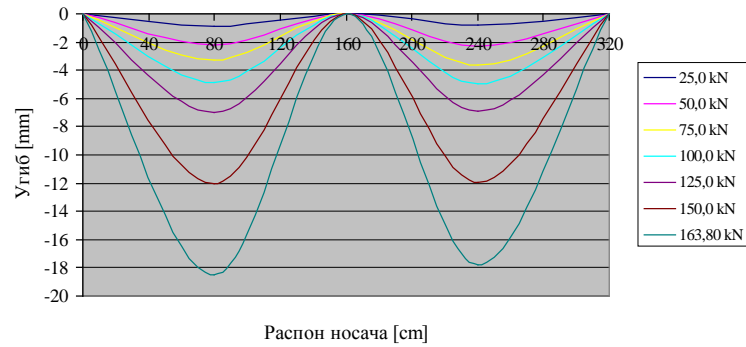
Слика 4.54 Диспозиција испитиваног гредног носача пре оптерећења и под оптерећењем



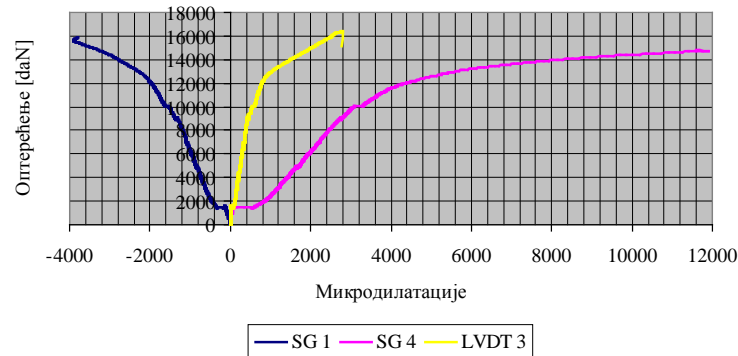
Слика 4.55 Веза оптерећење (2P) - угиб (δ) у пресеку I (LVDT1) и пресеку II (LVDT2) носача

Са дијаграма зависности оптерећење–угиб, приказаних на Слици 4.55, запажа се карактеристично понашање армиранобетонских носача под пробним оптерећењем, при

чему су угиби пресека I и пресека II приближно једнаки. Достигнута је максимална сила од 16335 daN, при којој је измерени угиб у пресеку I био 18,38 mm.

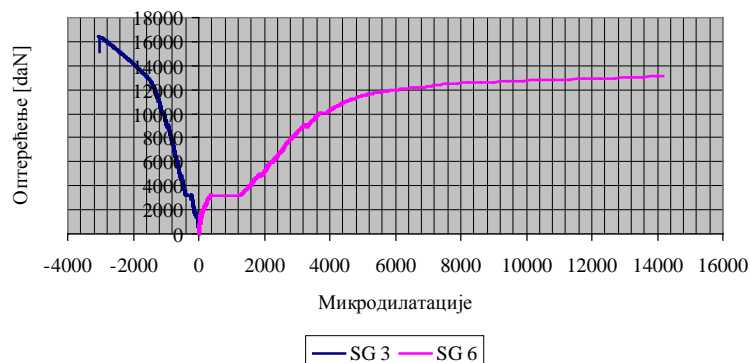


Слика 4.56 Графички приказ еластичних линија носача (B.2.1)



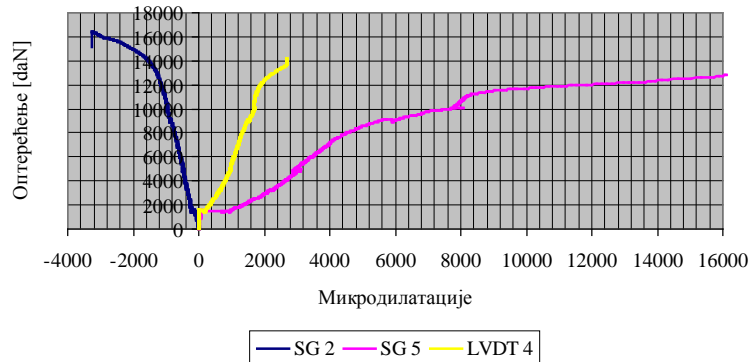
Слика 4.57 Веза оптерећење-дилатација у арматури и бетону (пресек I)

У пресеку I, помоћу дилатомера LVDT 3, на дужини базе од 100 mm, мерена је укупна ширина прлина које се појављују на дужини базе инструмента. У карактеристичним пресецима I и II у пољу носача, као и у пресеку III над средњим ослонцем уочава се карактеристично понашање носача изложених савијању.



Слика 4.58 Веза оптерећење-дилатација у арматури и бетону (пресек II)

На основу криве мерених дилатација у пресецима I и III уочава се област пре појаве првих прлина, док се на основу оптерећења које доводи до појаве прве прлине може дефинисати чврстоћа бетона на затезање при савијању.



Слика 4.59 Веза оптерећење-дилатација у арматури и бетону (пресек III)

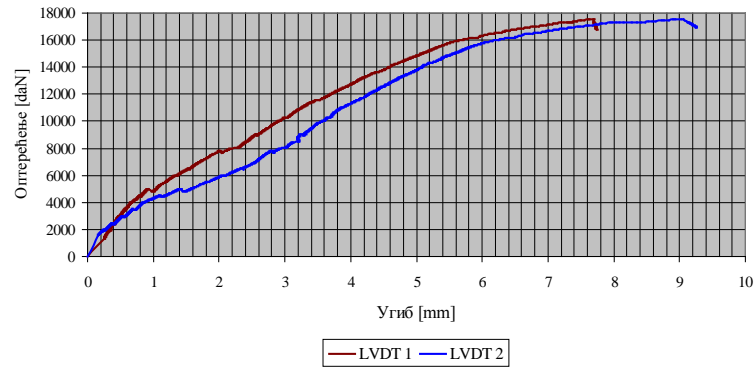
4.5.5 Континуални носач В.2.2 (узорак – SCC R 50±2RØ12)

Диспозиција континуалног носача током експерименталног испитивања приказана је на Слици 4.60, док је распоред мерних инструмената приказана на Слици 4.31.

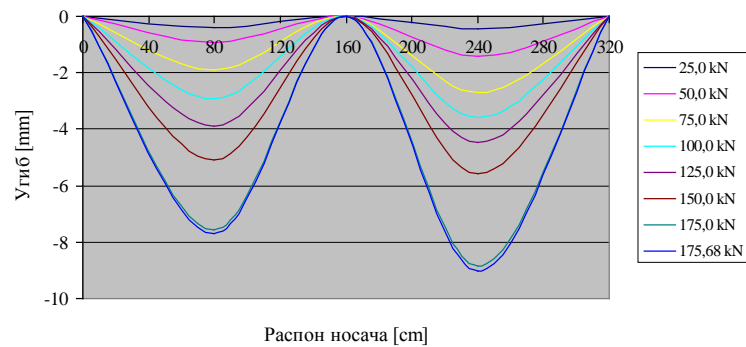


Слика 4.60 Диспозиција гредног носача пре оптерећења и током наношења оптерећења

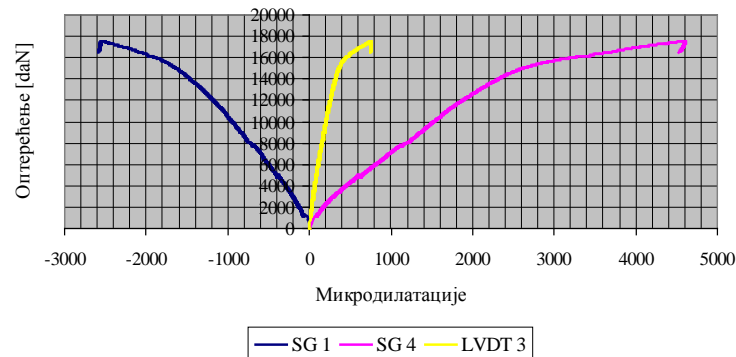
Са дијаграма оптерећење–угиб приказаних на Слици 4.61 уочава се да са појавом првих прлина, када је веза између оптерећења и угиба нелинеарна, угиби у пресеку I и пресеку II имају различите вредности. Под максималним оптерећењем од 17568 daN угиб пресека II износи 9,03 mm, док је угиб пресека I 7,68 mm, Слика 4.62.



Слика 4.61 Веза оптерећење (2P) - угиб (δ) у пресеку I (LVDT1) и пресеку II (LVDT2) носача

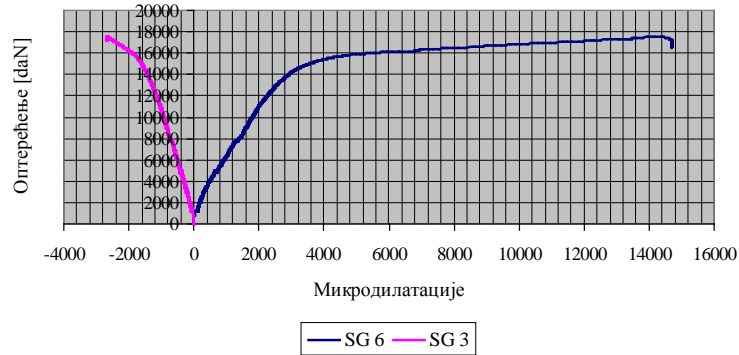


Слика 4.62 Графички приказ еластичних линија носача (B.2.2)

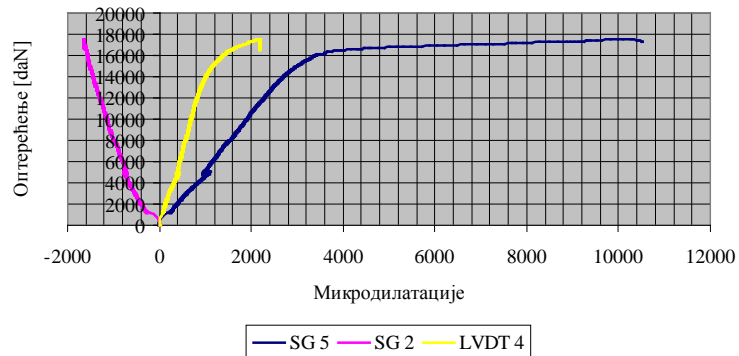


Слика 4.63 Веза оптерећење-дилатација у арматури и бетону (пресек I)

На основу дијаграма оптерећење-дилатација у затегнутој челичној арматури, као и у притиснутом делу бетонског пресека, за пресеке у средини поља носача, као и над средњим ослоњцем, уочава се линеарна област пре формирања прве прслине. До формирања првих прслина долази при ниском интензитету пробног оптерећења. Помоћу дилатомера постављеног у затегнутој зони бетонског пресека на дужини базе од 100 mm, због мале затезне чврстоће при појави прслина, мерене вредности представљају укупну дилатацију коју већим делом прима арматура, а знатно мањим делом бетон.



Слика 4.64 Веза оптерећење-дилатација у арматури и бетону (пресек II)



Слика 4.65 Веза оптерећење-дилатација у арматури и бетону (пресек III)

4.5.6 Континуални носач В.2.3 (узорак – SCC R 50±2RØ10+RØ8)

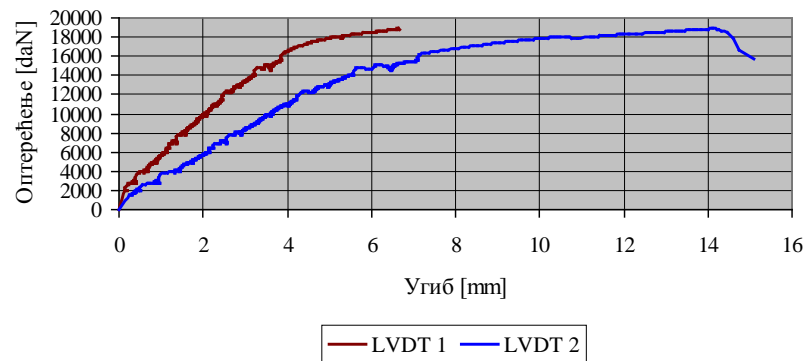
Диспозиција континуалног носача током експерименталног испитивања приказана је на Слици 4.66, док је распоред мерних инструмената приказан на Слици 4.32.



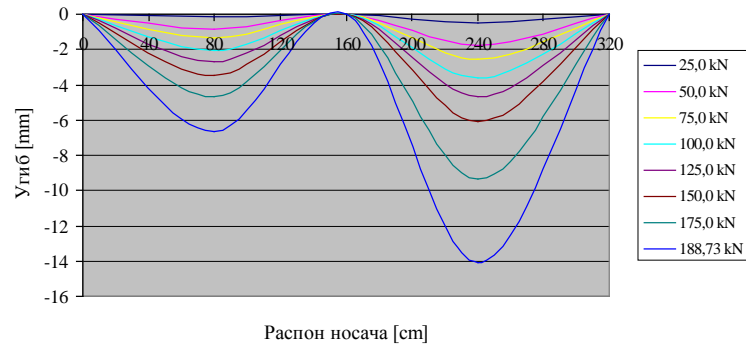
Слика 4.66 Диспозиција гредног носача пре оптерећења и током доношења оптерећењем

Слично као код носача В.2.2 и код носача В.2.3 изражена је неједнака деформација (угиби) у срединама поља, у пресеку I и пресеку II. Максимално

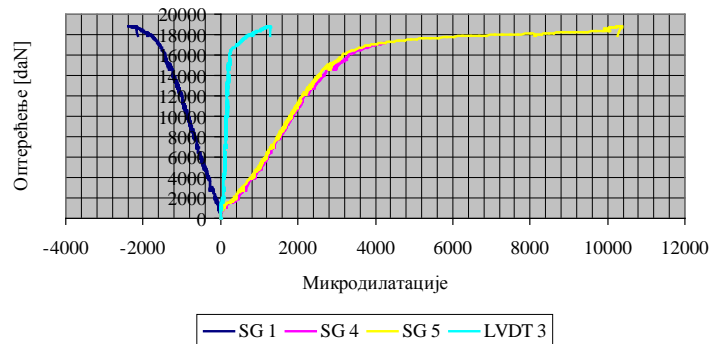
оптерећење које је носач примио износи 18873 daN, када долази до пластификовања и прираштаја деформације без повећања оптерећења.



Слика 4.67 Веза оптерећење (2P) - угиб (δ) у пресеку I (LVDT1) и пресеку II (LVDT2) носача



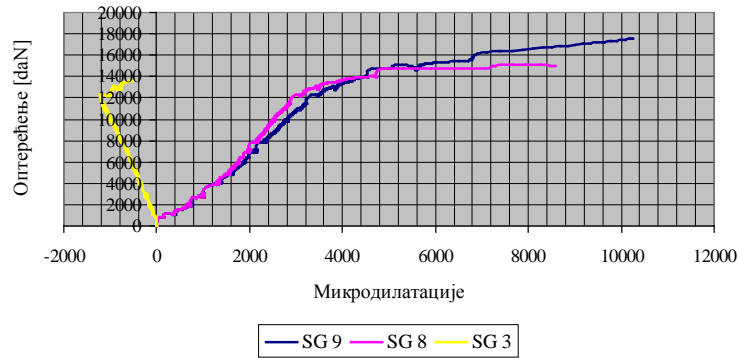
Слика 4.68 Графички приказ еластичних линија носача (B.2.3)



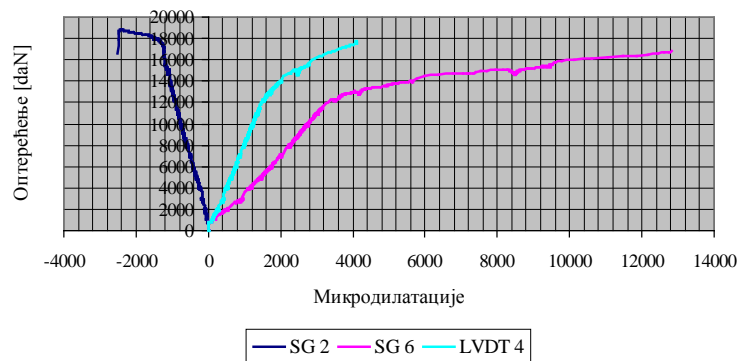
Слика 4.69 Веза оптерећење-дилатација у арматури и бетону (пресек I)

На основу дијаграма везе оптерећење–дилатација у затегнутој арматури у пресецима I и II уочава се да је напрезање у основној арматури RØ10 mm и додатној арматури RØ8 mm међусобно једнако. Мерења регистрована путем дилатомера LVDT 3 приказују укупне вредности дилатација затезања у бетону, као и ширења прслина која се појављују на дужини мерне базе инструмента 100 mm, Слика 4.72.

Као и код носача В.2.2, појава прслина дешава се при малом интензитету пробног оптерећења. Са појавом првих прслина носач се нелинеарно понаша све до појаве течења у арматури и стабилизације прслина. Рана појава прслина делимично је условљена и иницијалним прслинама које су постојале на носачу пре наношења пробног оптерећења.



Слика 4.70 Веза оптерећење-дилатација у арматури и бетону (пресек II)



Слика 4.71 Веза оптерећење-дилатација у арматури и бетону (пресек III)

Због мале затезне чврстоће бетона, мерења забележена путем дилатомера LVDT 4 у пресеку III, у мањој мери представљају дилатацију у бетону, док у већој мери представљају просечну дилатацију коју прима арматура. Дилатомером LVDT 4 бележи се формирање и развој прслина, Слика 4.72. Дилатације у затегнутој челичној арматури у пресеку III нису забележене јер је дошло до престанка рада мерне траке (SG 7).



Слика 4.72 Распоред прлина у средини првог поља и над средњим ослоњцем

4.5.7 Континуални носач В.3.1 (узорак – SCC R 100±2RØ10)

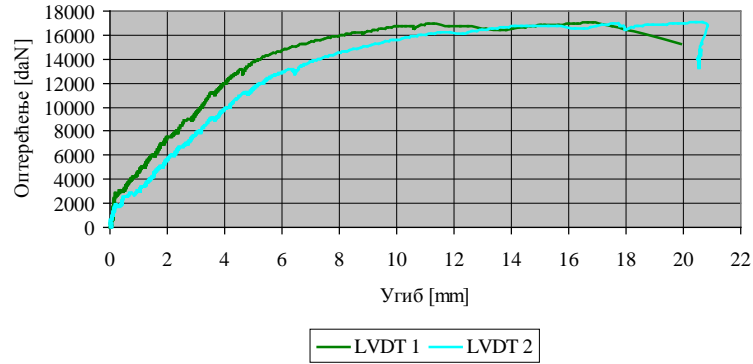
Диспозиција континуалног носача током експерименталног испитивања приказана је на Слици 4.73, док је распоред мерних инструмената приказана на Слици 4.31.



Слика 4.73 Диспозиција испитиваног гредног носача током доношења пробног оптерећења

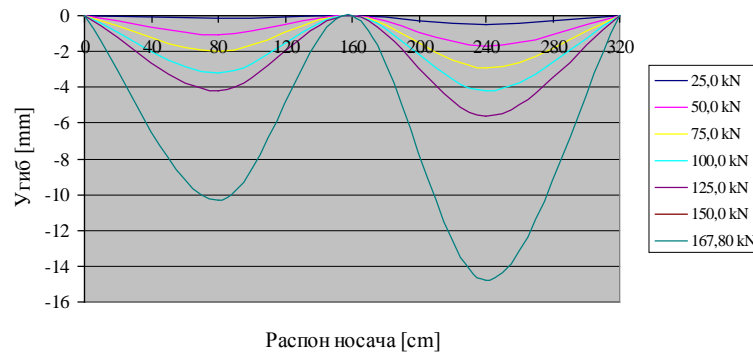
Са дијаграма оптерећење–угиб приказаног на Слици 4.74 уочава се да до формирања првих прлина угиби у пресецима I и II имају готово исте вредности. Услед промене крутости, угиби у пресецима I и II имају неједнак прираштај све до оптерећења од 16780 daN, када долази до пластификовања и прираштаја деформације без повећања оптерећења.

У пресеку I мерене су дилатације у затегнутој челичној арматури (SG 4) као и дилатације у затегнутом делу бетонског пресека помоћу дилатомера LVDT 3 постављеног 20 mm од доње ивице бетонског пресека, док су помоћу мерних трака, које су залепљене 20 mm од горње ивице бетонског пресека, праћене дилатације у притиснутом делу пресека. У притиснутом делу пресека I постављене су две мерне траке SG 1 и SG 2, док дилатације у притиснутом делу бетонског пресека II нису праћене.

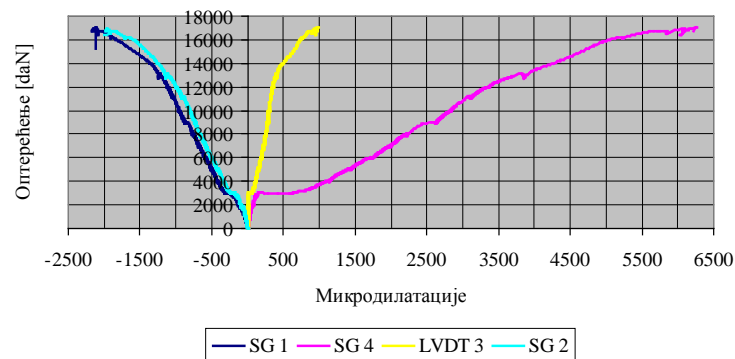


Слика 4.74 Веза оптерећење (2P) - угиб (δ) у пресеку I (LVDT1) и пресеку II (LVDT2) носача

Под дејством пробног оптерећења угиби у пресеку I и II имају различит прираштај, при чему је угиб у пресеку II незнатно већи.



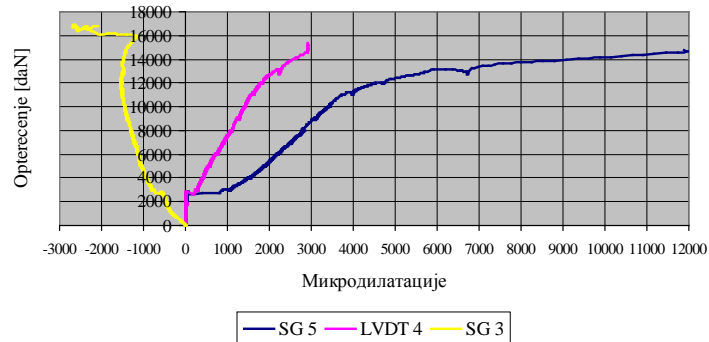
Слика 4.75 Графички приказ еластичних линија носача (B.3.1)



Слика 4.76 Веза оптерећење-дилатација у арматури и бетону (пресек I)

Због мале затезне чврстоће бетона и појаве прелина, регистроване дилатације у затегнутом делу бетонског пресека представљају укупну дилатацију коју већим делом прима арматура, а знатно мањим делом бетон. Дијаграми дилатација у притиснутом делу бетонског пресека (SG 1, SG 2) указују да током савијања не долази до увијања попречног пресека.

Дијаграми оптерећење–дилатација у затегнутој арматури и затегнутом делу бетонског пресека III имају карактеристичан облик за пресеке изложене савијању, док се дијаграм оптерећење–дилатација у притиснутом делу бетонског пресека занемарује у анализи резултата, Слика 4.77.



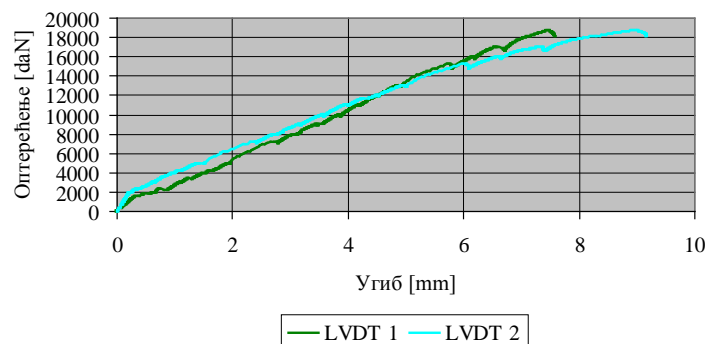
Слика 4.77 Веза оптерећење-дилатација у арматури и бетону (пресек III)

4.5.8 Континуални носач В.3.2 (узорак – SCC R 100±2RØ12)

Диспозиција континуалног носача током експерименталног испитивања приказана је на Слици 4.78, док је распоред мерних инструмената приказан на Слици 4.31.

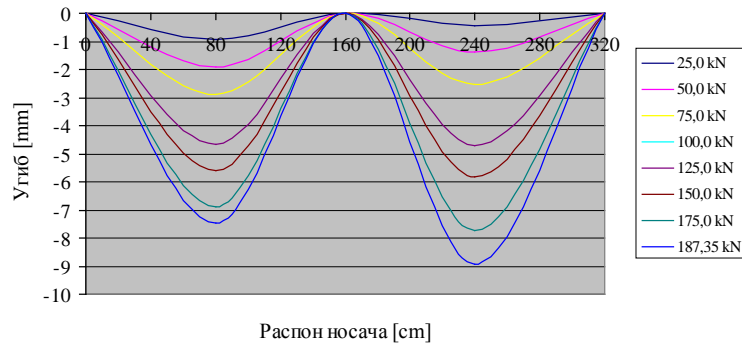


Слика 4.78 Диспозиција испитиваног гредног носача у фази наношења оптерећења

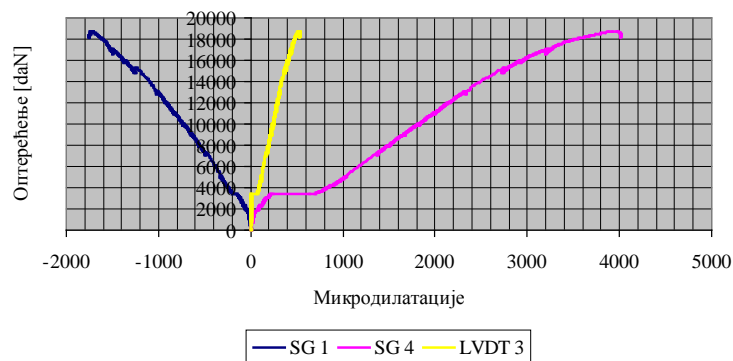


Слика 4.79 Веза оптерећење (2P) - угиб (δ) у пресеку I (LVDT1) и пресеку II (LVDT2) носача

Под дејством пробног оптерећења угиби у пресецима I и II носача имају приближно исте вредности. Достигнуто је максимално оптерећење од 18735 daN, а графички приказ угиба у зависности од интензитета нанесеног пробног оптерећења дат је на Слици 4.80.

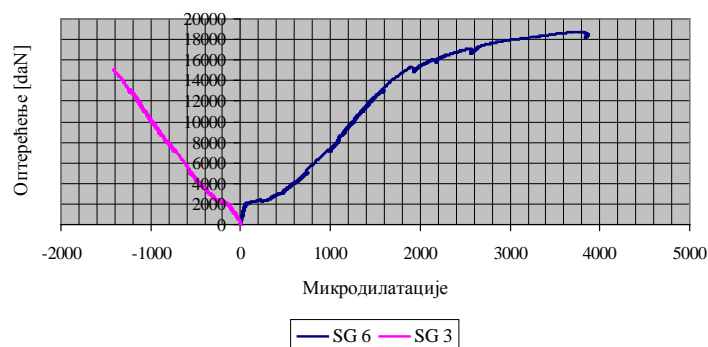


Слика 4.80 Графички приказ еластичних линија носача (В.3.2)



Слика 4.81 Веза оптерећење-дилатација у арматури и бетону (пресек I)

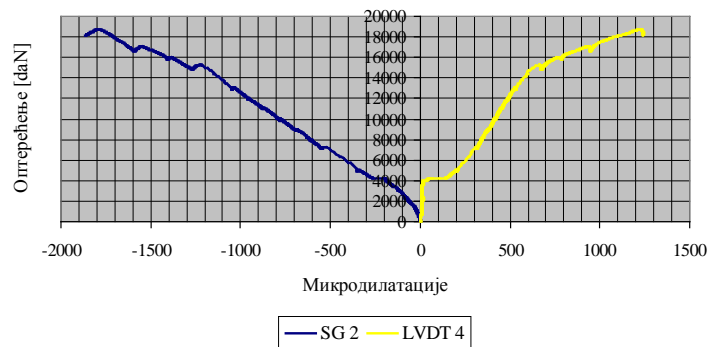
Уочава се да до формирања прелина долази под малим интензитетом оптерећења, када се носач више не понаша линеарно. Вредности дилатација забележене помоћу дилатомера LVDT 3 у прво време приказују укупну дилатацију затезања у бетону (у знатно мањој мери) и отварање прелина које се јављају на мерној бази инструмента (у знатно већој мери), Слика 4.83.



Слика 4.82 Веза оптерећење-дилатација у арматури и бетону (пресек II)



Слика 4.83 Распоред прлина у средини првог поља и над средњим ослоњцем



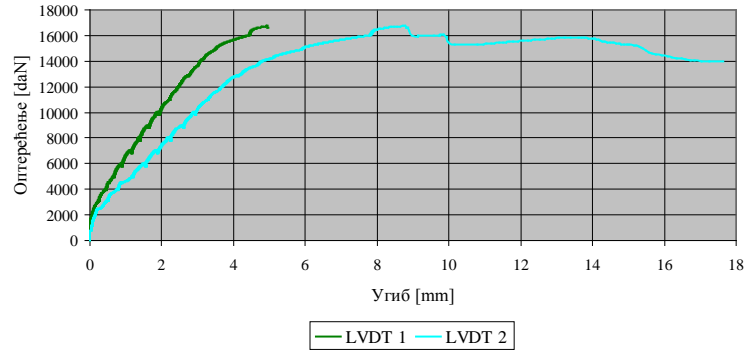
Слика 4.84 Веза оптерећење-дилатација у арматури и бетону (пресек III)

4.5.9 Континуални носач В.3.3 (узорак – SCC R 100 ±2RØ10±1RØ8)

Диспозиција континуалног носача током експерименталног испитивања приказана је на Слици 4.85, док је распоред мерних инструмената приказана на Слици 4.32.

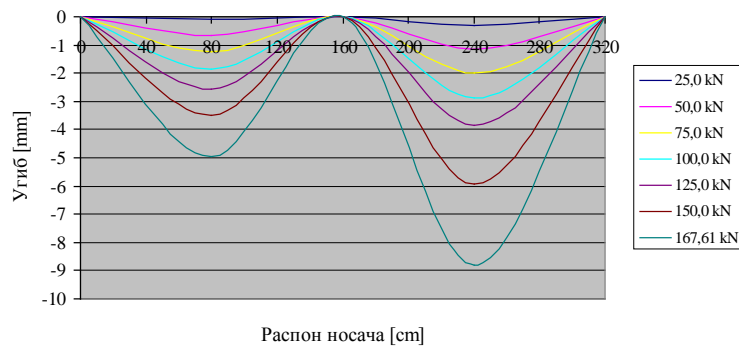


Слика 4.85 Диспозиција испитиваног гредног носача под оптерећењем

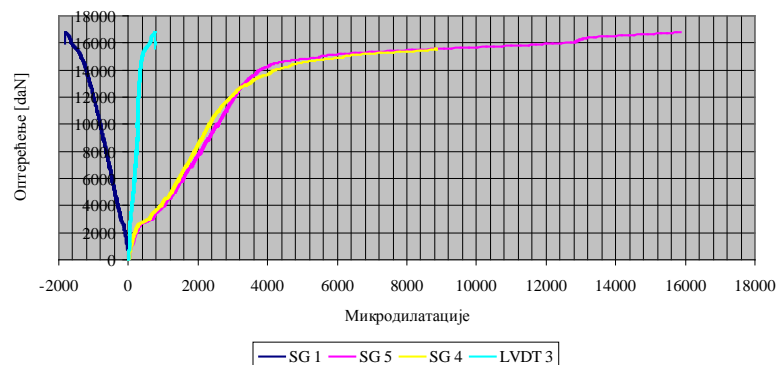


Слика 4.86 Веза оптерећење (2P) - угиб (δ) у пресеку I (LVDT1) и пресеку II (LVDT2) носача

Под дејством пробног оптерећења прираштаји угиба у пресецима I и II су различити све док се не достигне максимално оптерећење од 16761 daN, када се прираштај оптерећења више не бележи. Са дијаграма оптерећење–угиб, Слика 4.86, запажа се карактеристично понашање армиранобетонског носача под дејством пробног оптерећења, а графички приказ еластичних линија дат је на Сlici 4.87.



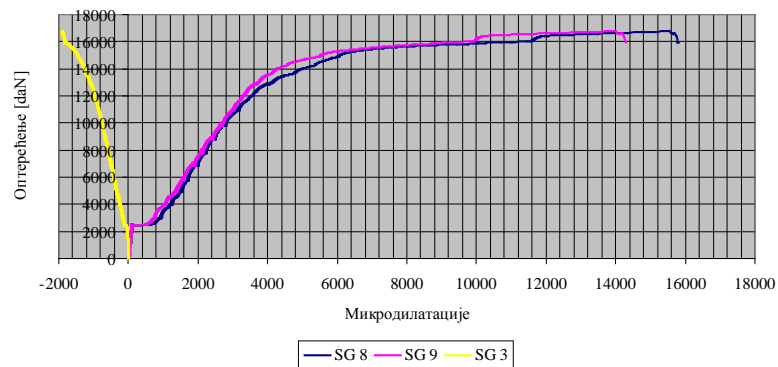
Слика 4.87 Графички приказ еластичних линија носача (B.3.3)



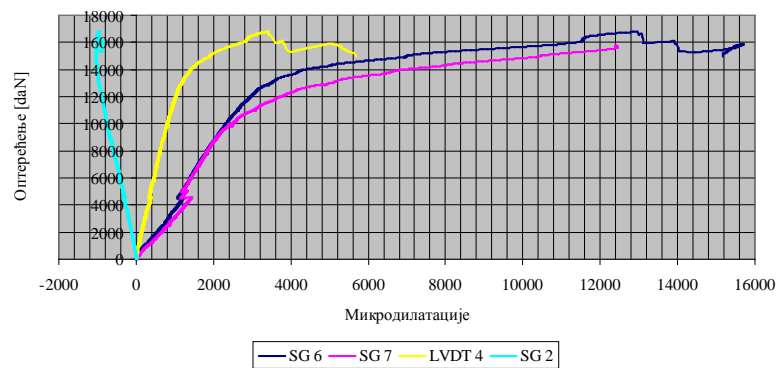
Слика 4.88 Веза оптерећење-дилатација у арматури и бетону (пресек II)



Слика 4.89 Распоред прлина у средини првог поља и над средњим ослоњцем



Слика 4.90 Веза оптерећење-дилатација у арматури и бетону (пресек II)



Слика 4.91 Веза оптерећење-дилатација у арматури и бетону (пресек III)

У затегнутом делу бетонског пресека дилатације су праћене помоћу дилатомера, на бази дужине 100 mm, у пресецима I и III. Крива мерених затезања у бетону приказује укупне вредности дилатација затезања у бетону (у знатно мањој мери – до појаве прве прслине) и отварање прслина (у знатно већој мери). Појава прслина у затегнутом делу бетонског пресека III, Слика 4.89, забележена је помоћу дилатомера LVDT 4, Слика 4.91.

4.6 Упоредна анализа резултата експерименталних испитивања АБ континуалних носача од различитих врста самоуграђујућег бетона

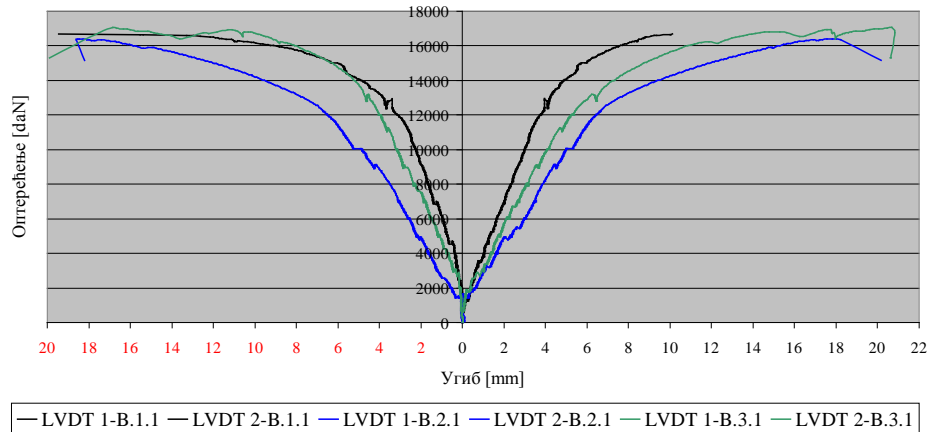
Упоредна анализа експериментално добијених резултата спроведена је у зависности од врсте бетона од кога је континуални носач направљен. За исти проценат армирања носача извршено је упоређење мерених величина угиба и дилатација у зависности од врсте бетона.

Анализом су обухваћени континуални носачи израђени од самоуграђујућег бетона на бази природног агрегата (SCC) као и самоуграђујућег бетона спављеног са агрегатом од квалитетног рециклираног бетона (SCC R 50, SCC R 100) пројектоване марке МВ 40, армирани са три различита процента армирања (0,65%, 0,94%, 0,86%). С обзиром на велики број мерних места, за илустрацију и анализу добијених резултата изабрани су само карактеристични пресеци и то у срединама распона и над средњим ослонцем.

4.6.1 Анализа угиба

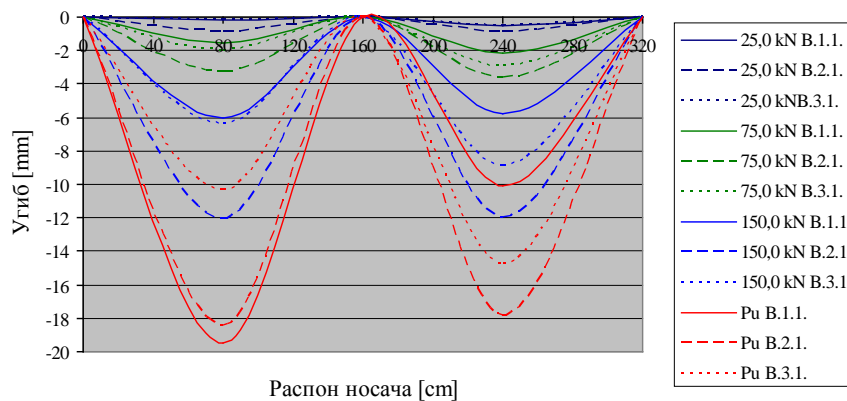
Анализи угиба, као најочигледнијег показатеља понашања конструкције под утицајем оптерећења, у овом истраживању посвећена је нарочита пажња. Спроведена је упоредна анализа експериментално утврђених угиба континуалних носача од самоуграђујућег бетона са рециклираним агрегатом у односу на носаче са природним агрегатом за исти проценат армирања за пресеке I и II, у средини распона поља континуалних носача.

Са кривих (Поглавље 4.5) које дефинишу везу између оптерећења и угиба уочавају се карактеристичне фазе кроз које носач пролази током доношења пробног оптерећења: 1) до појаве првих прслина, 2) од појаве првих прслина до појаве течења у затегнутој челичној арматури и 3) од појаве течења у челичној арматури до лома носача. За све носаче се у еластичној фази уочава готово идентично понашање при ниским оптерећењима, пре формирања прве прслине. Са појавом прве прслине веза између оптерећења и угиба постаје нелинеарна.



Слика 4.92 Веза оптерећење-угиб у пресецима I и II континуалних носача армираних са $\pm 2R\varnothing 10$ mm

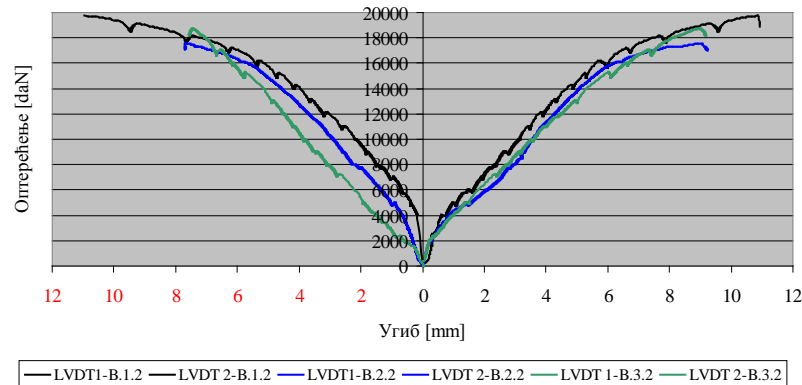
На основу дијаграма приказаних на Слици 4.92 уочава се да континуални носачи изложени дејству краткотрајног пробног оптерећења имају приближно исту граничну носивост. На Слици 4.92 са леве стране у односу на ординатну осу приказане су регистроване вредности угиба пресека I у средини распона првог поља (LVDT 1), док су са десне стране приказане регистроване вредности угиба пресека II у средини распона другог поља (LVDT 2) континуалног носача.



Слика 4.93 Графички приказ еластичних линија носача (B.1.1., B.2.1., B.3.1.)

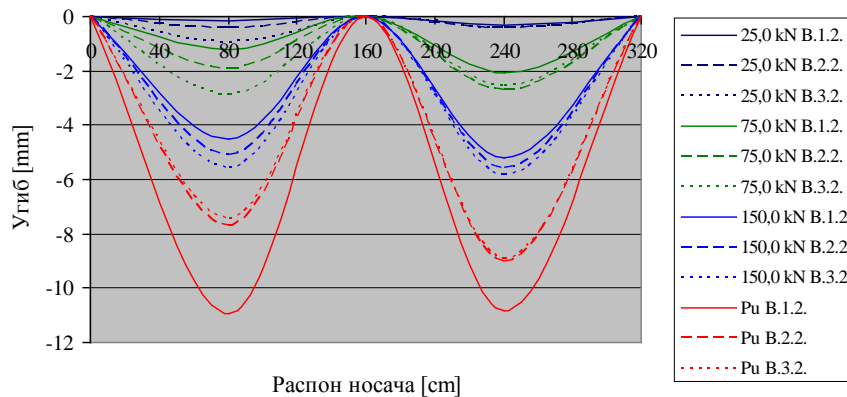
Упоредни приказ мерених угиба пресека I и II континуалних носача (B.1.1., B.2.1., B.3.1.) од различитих врста бетона за различите интензитете оптерећења приказан је на Слици 4.93. Са дијаграма се уочава да су угиби носача израђених од рециклираног агрегата (B.2.1. и B.3.1.) при истом оптерећењу већи у односу на гредни носач израђен од природног агрегата (B.1.1.). Разлика у угибима између носача израђеног од природног агрегата (B.1.1.) и носача са 100 % рециклираног агрегата (B.3.1.) добијена је мања него разлика у угибима греде израђене од природног агрегата

(В.1.1.) и греде са 50 % рециклираног агрегата (В.2.1.) под истим интензитетом пробног оптерећења.



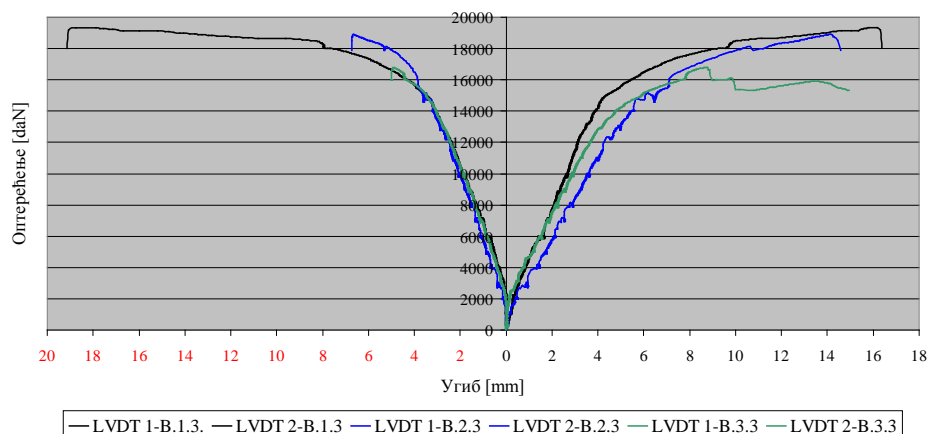
Слика 4.94 Веза оптерећење-угиб у пресецима I и II континуалних носача армираних са $\pm 2R\text{Ø}12$ mm

На основу дијаграма приказаних на Слици 4.94 уочава се да је гранична носивост континуалних носача од самоуграђујућег бетона са рециклираним агрегатом (В.2.2. и В.3.2.) мања у односу на континуални носач израђен од самоуграђујућег бетона са природним агрегатом (В.1.2.).



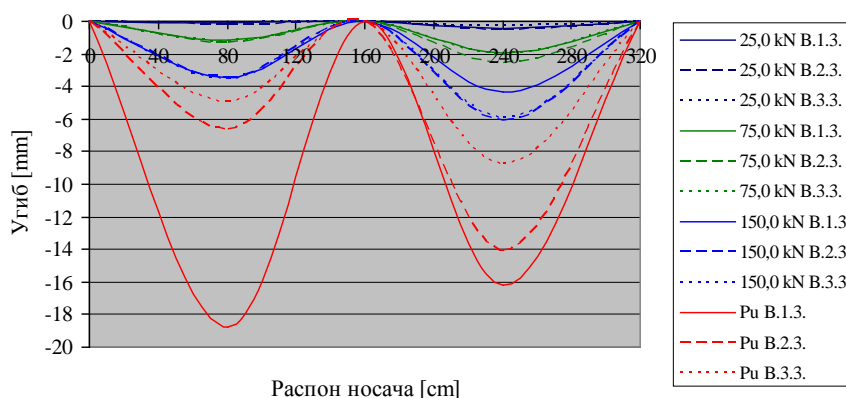
Слика 4.95 Графички приказ еластичних линија носача (В.1.2., В.2.2., В.3.2.)

Уочава се да у еластичној области, до појаве првих прслина, готово да нема разлика у величини мерених угиба, Слика 4.95. Са прирастом пробног оптерећења јављају се разлике, односно угиби греда израђених од самоуграђујућег бетона са рециклираним бетоном (В.2.2. и В.3.2.) већи су у односу на греду израђену од самоуграђујућег бетона са природним агрегатом (В.1.2.).



Слика 4.96 Веза оптерећење-угиб у пресецима I и II континуалних носача армираних са $\pm 2R\varnothing 10 + 1R\varnothing 8$ mm

Са дијаграма приказаних на Слици 4.96 уочава се да је гранична носивост гредног носача са 100 % рециклираног агрегата (B.3.3.) знатно мања у односу на гредни носач са 50 % рециклираног агрегата (B.2.3.), као и у односу на еталонски узорак (B.1.3.). За све носаче (B.1.3., B.2.3., B.3.3.) током наношења пробног оптерећења угиби су готово исти све до појаве течења у арматури, Слика 4.97.



Слика 4.97 Графички приказ еластичних линија носача (B.1.3., B.2.3., B.3.3.)

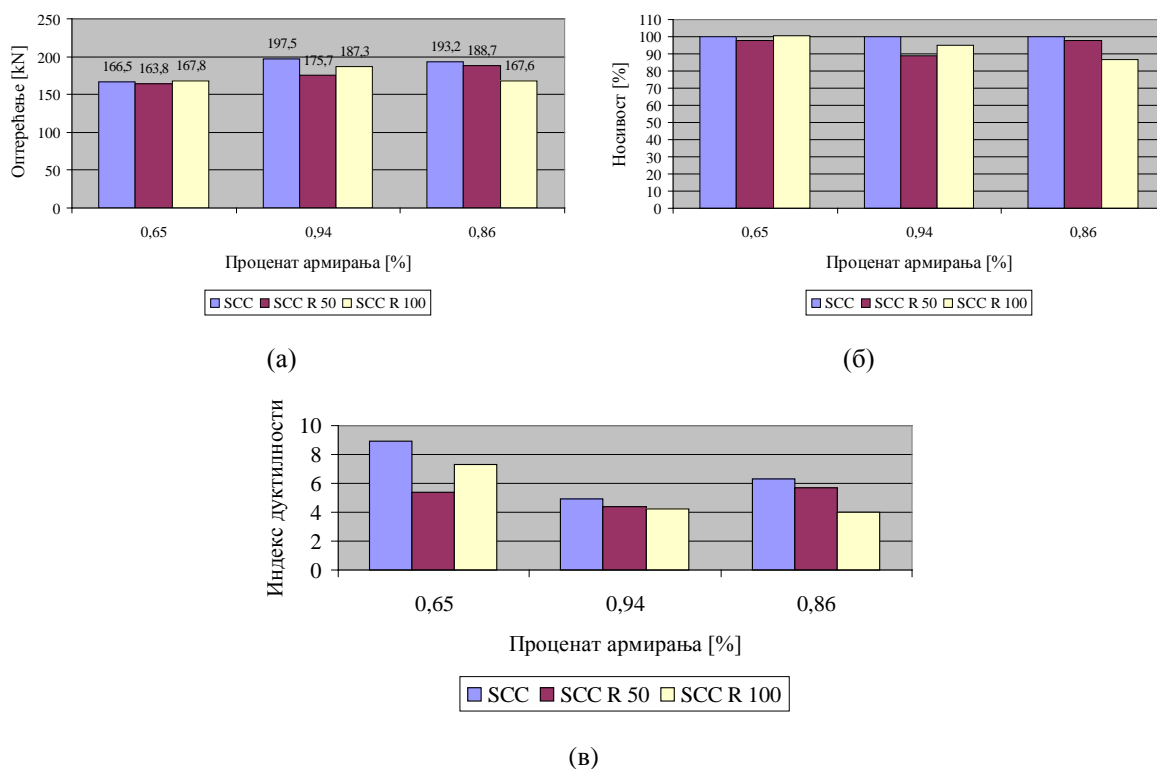
На основу спроведене анализе закључује се да су гредни носачи справљени од самоуграђујућег бетона са квалитетним рециклираним агрегатом (SCC R 50, SCC R 100) имали веће угибе у односу на упоредну (еталон) греду справљену од самоуграђујућег бетона са природним агрегатом (SCC). Ово се, између осталог, може тумачити као последица различитог понашања у зони затезања у зависности од састава бетона, односно врсте агрегата. Имајући у виду да су модули еластичности и слика

прслина за све три врсте бетона врло слични (Табела 4.7, Слика 4.21), разлог за уочене разлике у угибима треба тражити у садејству затегнутог бетона између прслина.

Табела 4.12 Гранична носивости гредних носача и одговарајући индекс дуктилности

Начин армирања,		Тип 1 - $[\pm 2R\varnothing 10]$		Тип 2 - $[\pm 2R\varnothing 12]$		Тип 3 - $[\pm 2R\varnothing 10 + 1R\varnothing 8]$	
процент армирања		[0,64%]		[0,94%]		[0,86%]	
Тип бетона		оптерећење [kN]	Индекс дуктилности	оптерећење [kN]	Индекс дуктилности	оптерећење [kN]	Индекс дуктилности
	SCC	166,5	8,9	197,5	4,95	193,2	6,3
	SCC R 50	163,8	5,4	175,7	4,4	188,7	5,7
	SCC R 100	167,8	7,3	187,3	4,2	167,6	4,0

На Слици 4.98 (а) приказне су вредности граничне силе лома носача, док је на Слици 4.98 (б) приказан процентуални однос силе лома носача са рециклираним агрегатом у односу на носач са природним агрегатом. Одговарајући индекс дуктилности носача приказан је на Слици 4.98 (в).

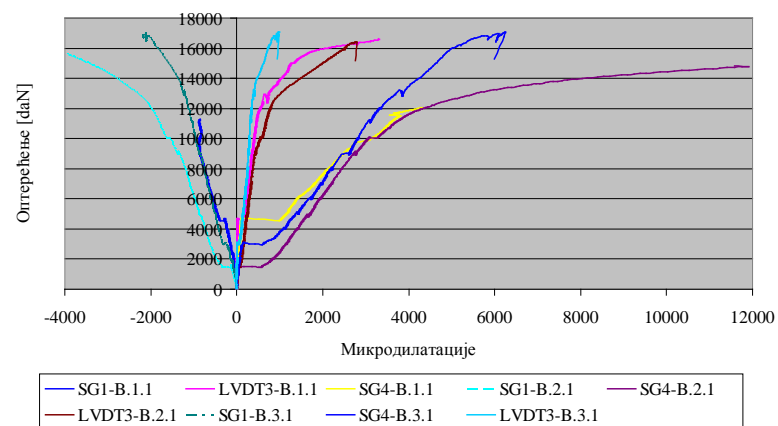


Слика 4.98 (а) Гранична сила лома; (б) Однос силе лома носача са рециклираним агрегатом у односу на носач са природним агрегатом; (в) Индекс дуктилности

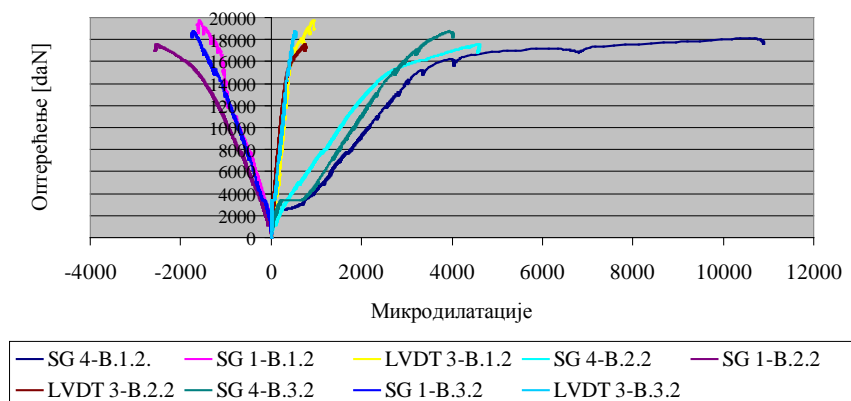
4.6.2 Анализа дилатација

4.6.2.1 Анализа дилатација за пресек у пољу

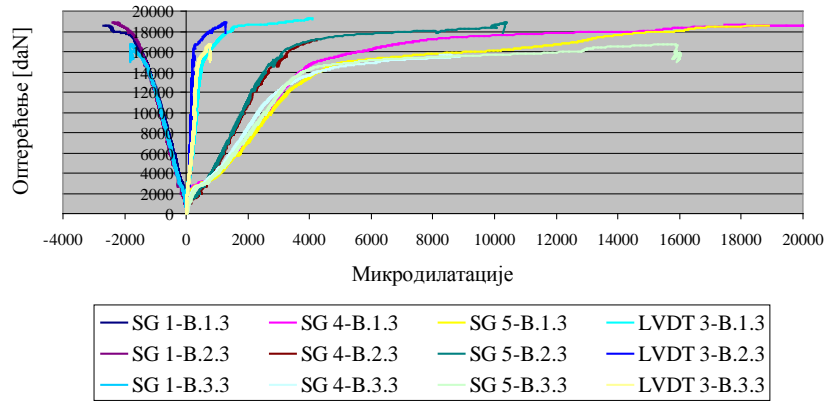
Анализиране су дилатације у бетону и затегнутој арматури у пресецима I и II у средини распона носача. Облик кривих којима је дефинисана зависност оптерећење–дилатација за континуални носач са истим процентом армирања битно се не разликује у зависности од врсте агрегата од кога је справљен самоупраћујући бетон, при чему су номиналне вредности различите, што се уочава са Слика 4.99 – 4.104.



Слика 4.99 Веза оптерећење-дилатација у бетону и затегнутој арматури континуалних носача армираних са $\pm 2R\text{Ø}10\text{ mm}$ - пресек I

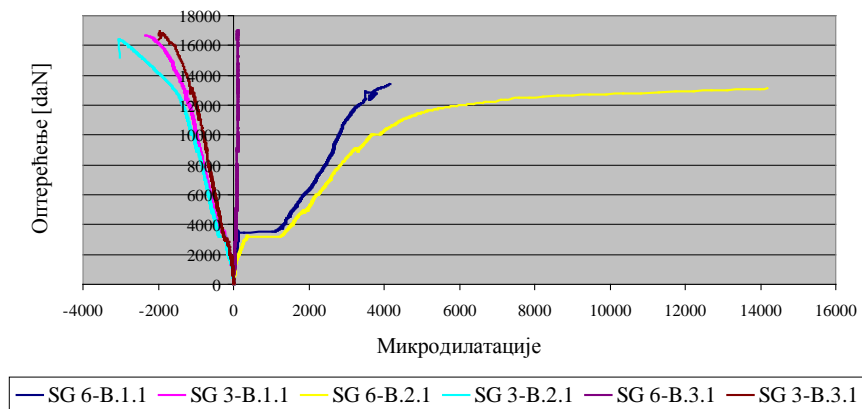


Слика 4.100 Веза оптерећење-дилатација у бетону и затегнутој арматури континуалних носача армираних са $\pm 2R\text{Ø}12\text{ mm}$ - пресек I



Слика 4.101 Веза оптерећење-дилатација у бетону и затегнутој арматури континуалних носача армираних са $\pm 2R\text{Ø}10+1R\text{Ø}8 \text{ mm}$ - пресек I

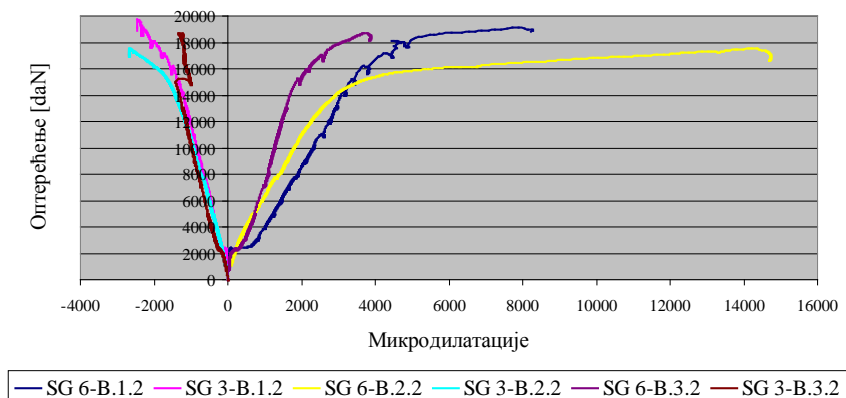
Забележена издужења у затегнутој зони пресека, резултат су издужења бетона (око 2%) и појаве прлина (око 98%). Зато се вредност издужења у бетону може занемарити, а добијено издужење тада представља збир ширине прлине на дужини базе мерења. Како се на тој дужини (100 mm) појави најчешће само једна прлина, могућа је анализа њене ширине у функцији оптерећења, веома прецизно и континуално. Са друге стране, имајући у виду да напоне затезања преузима арматура на месту појаве прлине, може се сматрати да мерене дилатације одговарају оним у арматури ако је исто удаљење од неутралне осе. Интензитет оптерећења које доводи до појаве прлина анализиран је у Поглављу 4.6.3.



Слика 4.102 Веза оптерећење-дилатација у бетону и затегнутој арматури континуалних носача армираних са $\pm 2R\text{Ø}10 \text{ mm}$ - пресека II

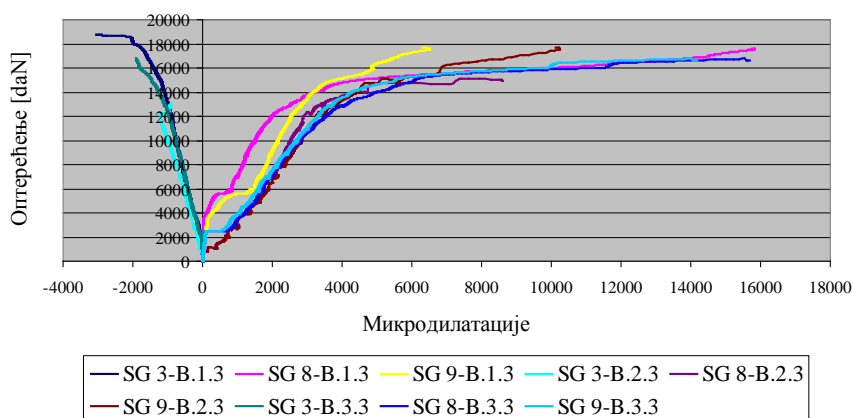
На основу дијаграма приказаних на Сликама 4.99–4.104 уочавају се три дела дијаграма. Први део дијаграма је линеаран све до појаве прве прлине у посматраном пресеку. Са настанком прлина долази до смањења крутости носача, када дилатације нагло нелинеарно расту све до појаве течења у челичној арматури, када долази до

стабилизације прслина. Трећи део дијаграма је од тренутка течења арматуре па све до лома и има још израженију нелинеарност. Појавом прслина и губитком адхезије између бетона и арматуре, долази до прерасподеле напона са бетонског дела пресека на арматуру.



Слика 4.103 Веза оптерећење-дилатација у бетону и затегнутој арматури пресека II континуалних носача армираних са $\pm 2R\varnothing 12\text{mm}$

Дилатације у бетону мерене су континуирано у свим фазама оптерећења. У пресецима I и II мерене су дилатације у притиснутој зони бетона на горњој површини бетонског пресека (SG3). Поред тога у пресеку I мерене су дилатације у затегнутом делу бетонског пресека на 20 mm од затегнуте ивице пресека (LVDT 3). Веза између оптерећења и дилатација у притиснутом делу бетонског пресека има сличан облик као и у арматури.



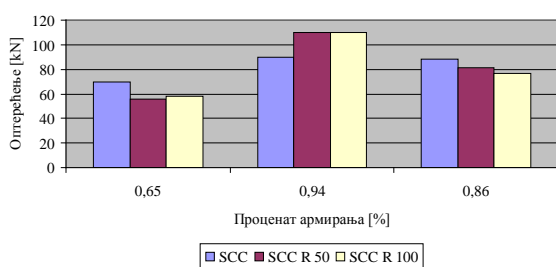
Слика 4.104 Веза оптерећење-дилатација у бетону и затегнутој арматури пресека II континуалних носача армираних са $\pm 2R\varnothing 10+R\varnothing 8\text{mm}$

На основу мерења забележеног мерном траком SG 3, када дилатације у затегнутој арматури достигну границу од 2000 μe бележи се интензитет оптерећења који доводи до течења у затегнутој арматури, Табела 4.13, Слика 4. 105 (а). У Табели

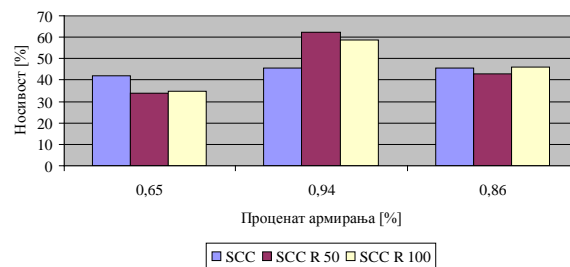
4.13 као и на Слици 4.105 (б) приказан је процентуални однос силе течења у зависности од граничне силе лома за испитиване континуалне носаче.

Табела 4.13 *Интензитет оптерећења које доводи до течења у затегнутој арматури у пољу*

Начин армирања,		Тип 1 - [$\pm 2R\varnothing 10$]		Тип 2 - [$\pm 2R\varnothing 12$]		Тип 3 - [$\pm 2R\varnothing 10 + 1R\varnothing 8$]	
процент армирања		[0,64%]		[0,94%]		[0,86%]	
Тип бетона		оптерећење [kN]	[%]	оптерећење [kN]	[%]	оптерећење [kN]	[%]
	SCC	70	42	90	45,5	88	45,5
	SCC R 50	56	34	110	62,5	81	43
	SCC R 100	58	35	110	58,8	77	46,2



(а)



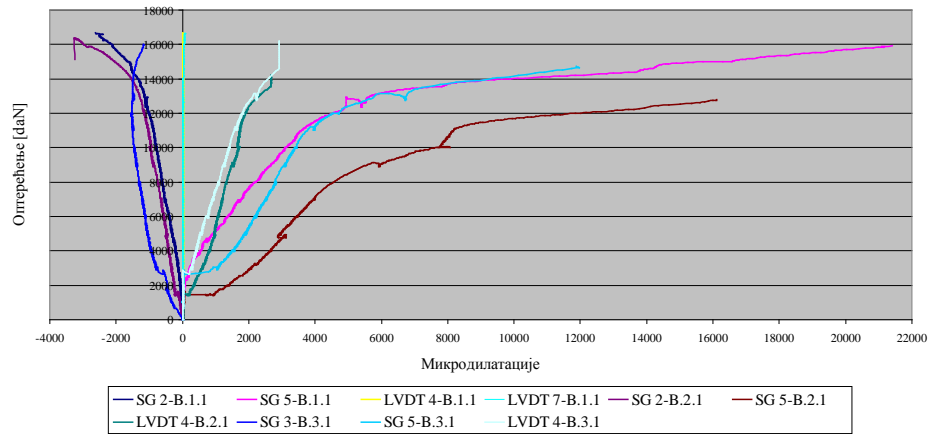
(б)

Слика 4.105 (а) Сила лома у затегнутој арматури у пољу; (б) Однос силе течења у арматури у односу на граничну силу лома носача

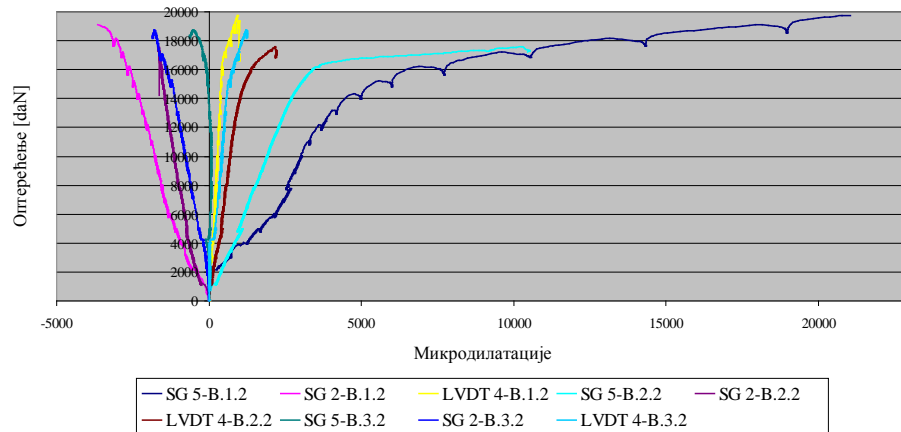
4.6.2.2 *Анализа дилатација у пресеку над средњим ослонцем*

Понашање пресека над средњим ослонцем под дејством краткотрајног пробног оптерећења слично је понашању пресека у пољу носача. Облик кривих линија којима је дефинисана зависност оптерећење–дилатација не разликује се битно од процента армирања континуалних носача, као и примењеног агрегата за справљање самоупрађујућег бетона, али су квантитативни показатељи, наравно, различити.

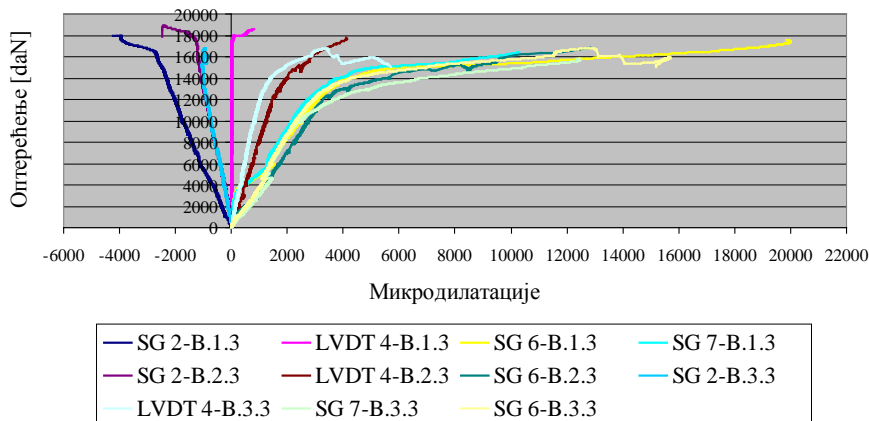
У притиснутој зони бетонског пресека на 20 mm од доње ивице бетонског пресека мерене су континуирано у свим фазама оптерећења дилатације у бетону (SG 2), док су дилатације у затегнутом делу бетонског пресека на 20 mm од затегнуте ивице пресека мерене помоћу дилатомера LVDT 4. Дијаграм дилатација у притиснутом делу бетонског пресека приказан на Сликама 4.106 – 4.108 у квалитативном смислу сличан је дијаграмима у притиснутим деловима пресека I и II. Са дијаграма дилатација у бетону уочава се изразито нелинеарно понашање при ниском оптерећењу код носача који су израђени од самоупрађујућег бетона са рециклираним агрегатом.



Слика 4.106 Веза оптерећење-дилатација у бетону и затегнутој арматури пресека III континуалних носача армираних са $\pm 2R\text{Ø}10\text{ mm}$



Слика 4.107 Веза оптерећење-дилатација у бетону и затегнутој арматури пресека III континуалних носача армираних са $\pm 2R\text{Ø}12\text{ mm}$



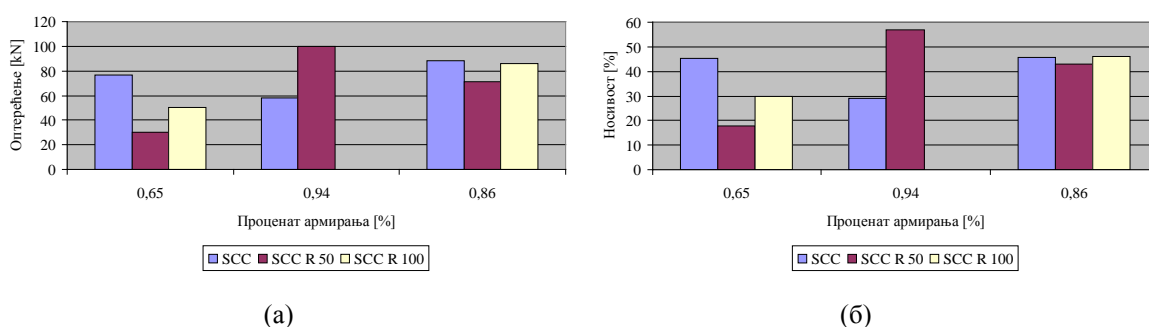
Слика 4.108 Веза оптерећење-дилатација у бетону и затегнутој арматури пресека III континуалних носача армираних са $\pm 2R\text{Ø}10+R\text{Ø}8\text{ mm}$

Када дилатације у затегнутој арматури достигну границу од 2000 $\mu\epsilon$ помоћу мерне траке SG 6 дефинише се интензитет оптерећења који доводи до течења у затегнутој арматури изнад средњег ослонца. Интензитет оптерећења течења у

затегнутој арматури дат је у Табели 4.14, као и на Слици 4.109 (а). У Табели 4.14, као и на Слици 4.109 (б), дефинисан је процентуални однос силе течења изнад средњег ослонца у зависности од граничне силе лома континуалног носача.

Табела 4.14 Сила течења у затегнутој арматури изнад средњег ослонца

Начин армирања,		Тип 1 - [$\pm 2R\varnothing 10$]		Тип 2 - [$\pm 2R\varnothing 12$]		Тип 3 - [$\pm 2R\varnothing 10 + 1R\varnothing 8$]	
процент армирања		[0,64%]		[0,94%]		[0,86%]	
Тип бетона		оптерећење [kN]	[%]	оптерећење [kN]	[%]	оптерећење [kN]	[%]
	SCC	76	45,5	58	29	88	45,5
	SCC R 50	18	18	100	57	71	43
	SCC R 100	50	30	/	/	86,5	46



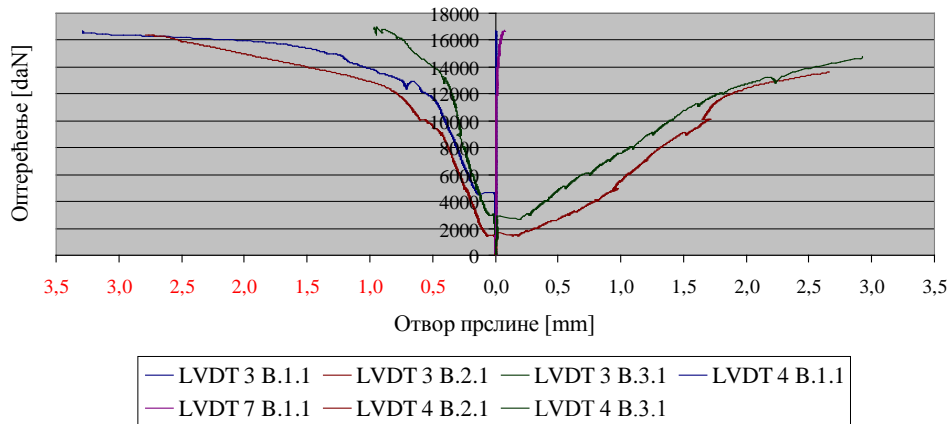
Слика 4.109 (а) Сила лома у затегнутој арматури у пољу; (б) Однос силе течења у арматури у односу на граничну силу лома

4.6.3 Анализа формирања, развоја и ширине прслина

Праћење формирања, развоја и ширине прслина у бетону вршено је визуелно исцртавањем на претходно изшрафираној бочној површини испитиваних гредних носача. Прслине су бележене различитим бојама у односу на тренутак настајања, односно фазе њиховог појављивања. Поред визуелног, ширина прслина у функцији оптерећења мерена је и континуално (сваке секунде), уз помоћ претварача померања (LVDT), са базом мерења од 100 mm, у пресеку I, у средини првог поља носача (LVDT 3), као и у пресеку III над средњим ослонцем (LVDT 4). Упоредни дијаграми оптерећење–прслина добијени помоћу LVDT 3 и LVDT 4 приказани су на Сликама 4.110–4.112.

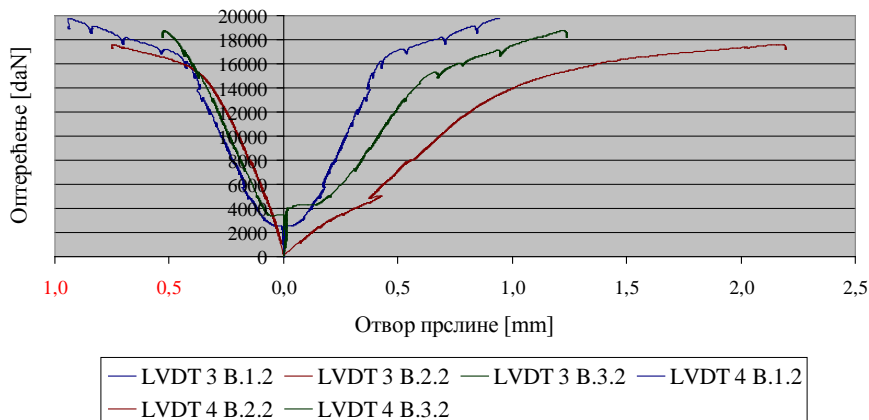
Анализа резултата испитивања добијених помоћу LVDT 3 и LVDT 4 је могућа јер издужења у бетону до појаве првих прслина имају занемарљиво малу вредност. Са порастом оптерећења на носачу се формирају нове прслине, док са појавом течења у

арматури долази до формирања нових прслина, док се постојеће нагло шире у зонама пластификације арматуре.



Слика 4.110 Веза оптерећење-прслина за носаче од различитих врста бетона армираних са $\pm 2R\text{Ø}10$ mm

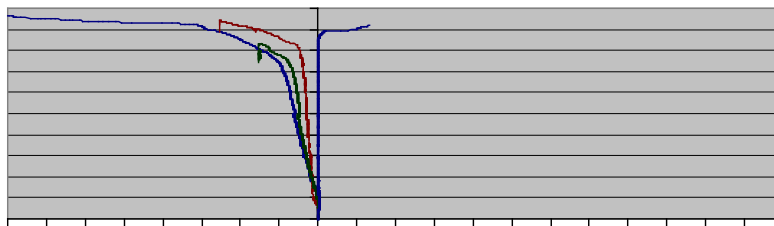
На Слици 4.110 приказана су мерења отвора прслина које су се јавиле на дужини мерне базе претварача померања LVDT 3 и LVDT 4. Уочава се да до формирања прслина у континуалним носачима израђеним од различитих врста бетона долази при различитим интензитетима нанесеног пробног оптерећења, при чему се прслине у свим носачима јављају истовремено у пољу и над средњим ослонцем.



Слика 4.111 Веза оптерећење-прслина за носаче од различитих врста бетона армираних са $\pm 2R\text{Ø}12$ mm

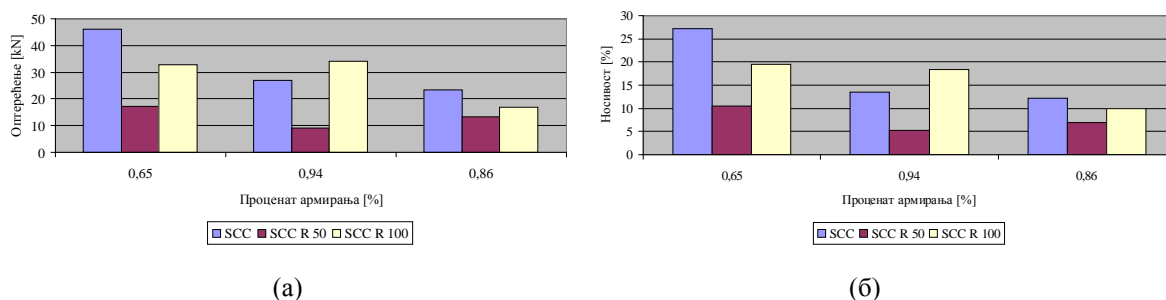
Код континуалних носача армираних са $\pm 2R\text{Ø}12$ mm интензитет оптерећења који доводи до формирања прве прслине у многостручној зависности од врсте бетона. До формирања првих прслина код носача од природног агрегата (B.1.2.) долази истовремено у пољу и над ослонцем, за носач израђен са 50 % рециклираног агрегата (B.2.2.) прва прслина се формира над средњим ослонцем при ниском интензитету

пробног оптерећења, док се код греда изађених са 100 % рециклираног агрегата (В.3.2.) прве прслине формирају у пољу.



Табела 4.16 Интензитет оптерећења који доводи до појаве прве прслине у пољу

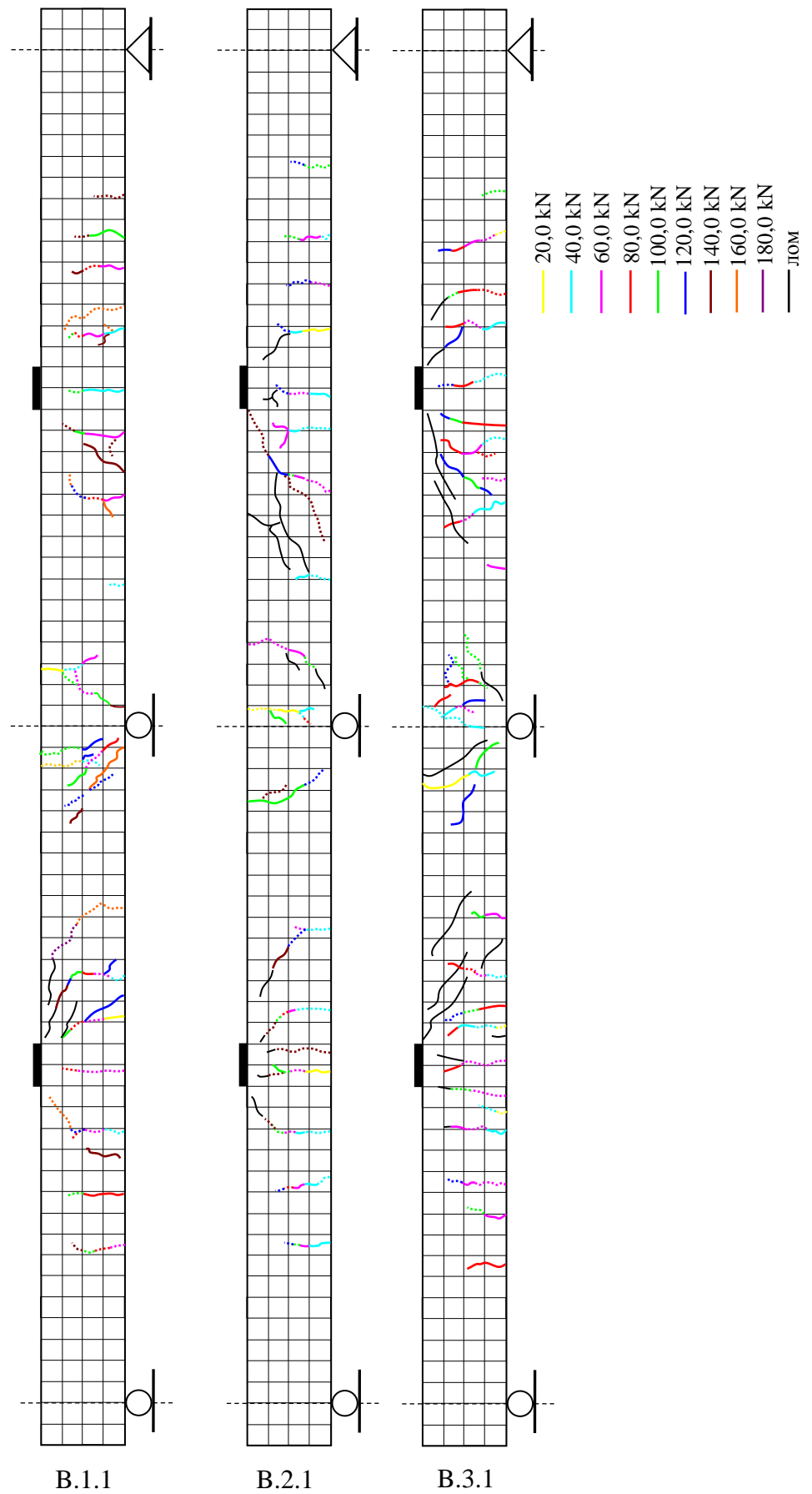
Начин армирања,		Тип 1 - [$\pm 2R\varnothing 10$]		Тип 2 - [$\pm 2R\varnothing 12$]		Тип 3 - [$\pm 2R\varnothing 10 + 1R\varnothing 8$]	
процент армирања		[0,64%]		[0,94%]		[0,86%]	
Тип бетона		оптерећење [kN]	[%]	оптерећење [kN]	[%]	оптерећење [kN]	[%]
	SCC	46,26	27,7	26,8	13,5	23,5	12,
	SCC R 50	17,2	10,5	9,21	5,25	13,2	7
	SCC R 100	32,8	19,5	34,25	18,3	16,7	19



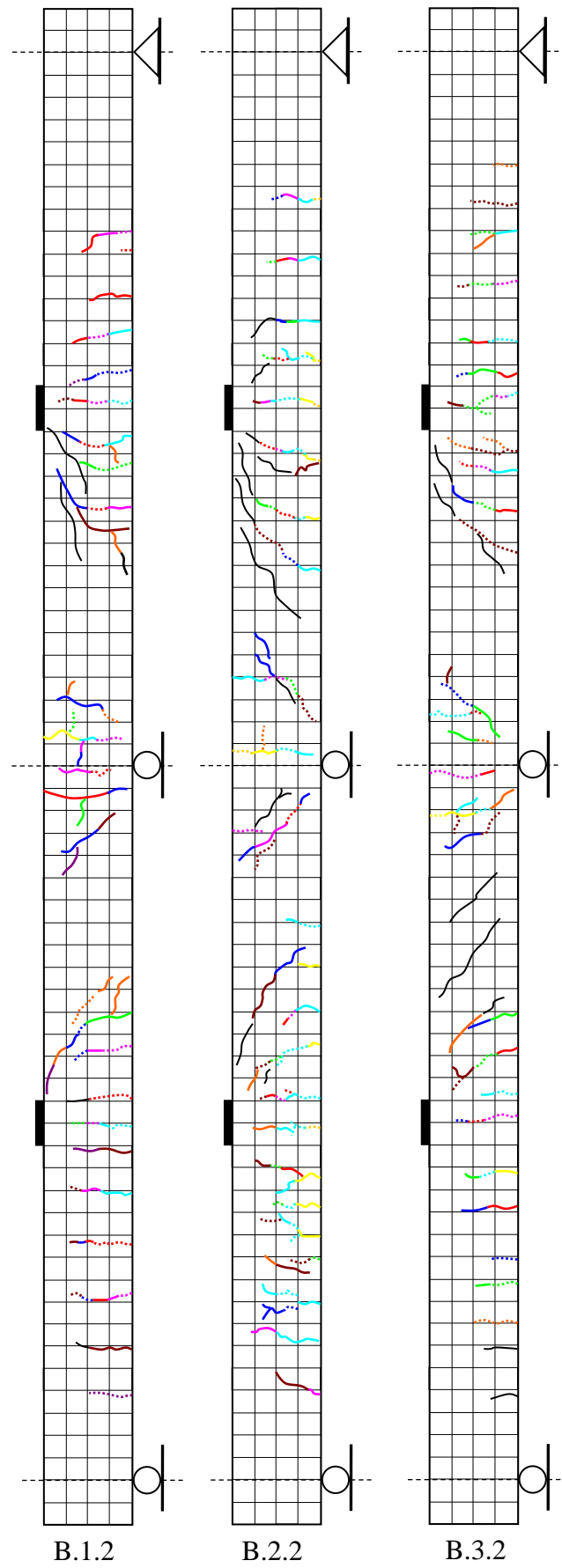
Слика 4.114 Графичка интерпретација: (а) Интензитет оптерећења које доводи до појаве прве прслине у пољу; (б) Однос интензитета оптерећења које доводи до појаве прве прслине у зависности од граничне силе лома

На основу „мапа прслина“, приказаних на Сликама 4.115–4.117, сагледава се ток и развој прслина у функцији оптерећења. Са приказаних скица, у којима су уписани нивои оптерећења, запажа се појава и граница до које су се прслине развиле. У зони око средњег ослонца (изнад самог ослонца), као и испод силе, прслине су се формирале вертикално, док су се лево и десно од средњег ослонца прслине формирале дијагонално (под углом од 45°). На делу између крајњих ослонаца и силе формирале су се вертикалне прслине, док су се између силе и средњег ослонца формирале прслине усмерене према сили под углом од 45° . Средње растојање између прслина и дужина прслина зависи од начина армирања гредних носача, а мање од примењене врсте бетона.

Код гредних носача израђених од самоуграђујућег бетона са рециклираним агрегатом прве прслине јављале су се при ниском интензитету оптерећења, што није био случај код носача израђених од самоуграђујућег бетона са природним агрегатом. Достигнута ширина прслине у фази лома носача у многоставној зависности од врсте самоуграђујућег бетона, па је веће отварање прслина уочено код носача израђених од самоуграђујућег бетона са рециклираним агрегатом.

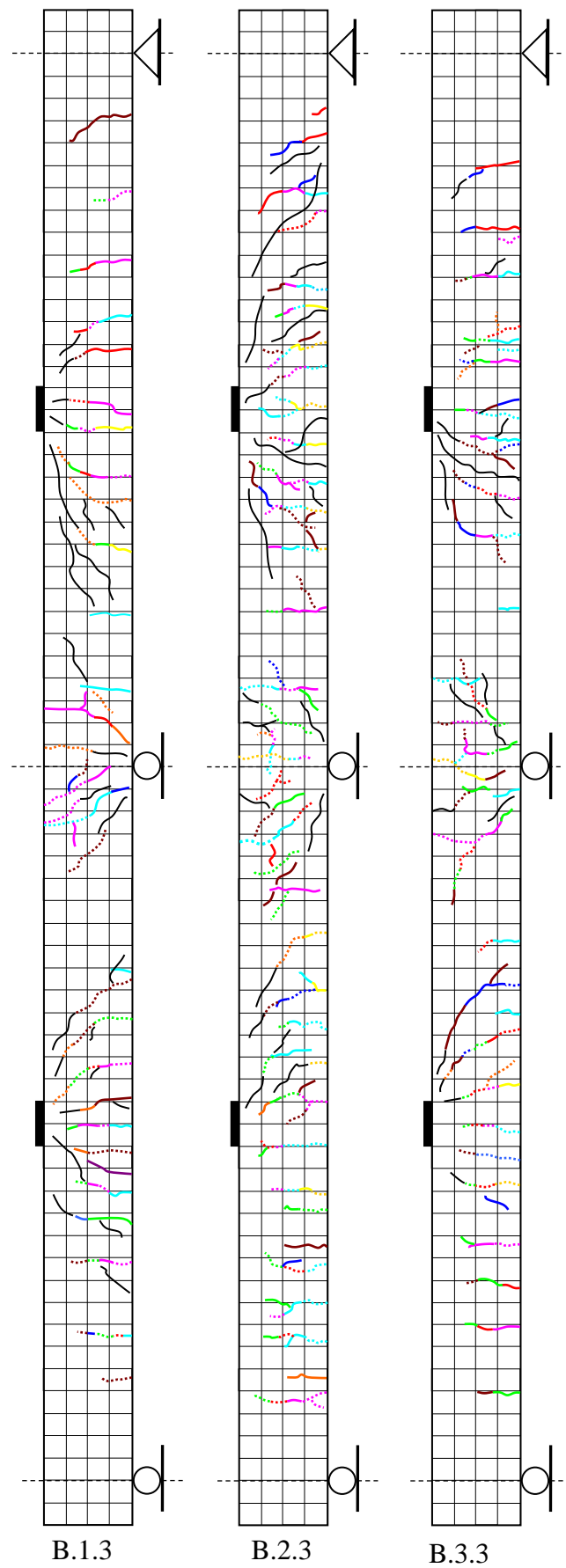


Слика 4.115 Мапа прлина код континуалних носача од различитих врста бетона армираних са $\pm 2R\text{Ø}10$
mm



Слика 4.116 Мапа прлина код континуалних носача од различитих врста бетона армираних са $\pm 2R\varnothing 12$

mm



Слика 4.117 Мапа прелина код континуалних носача од различитих врста бетона армираних са $\pm 2R\text{Ø}10 + R\text{Ø}8 \text{ mm}$

5 НУМЕРИЧКА АНАЛИЗА ПРИМЕНОМ МКЕ

5.1 Уводне напомене о методи коначних елемената

Почетак развоја методе коначних елемената (МКЕ) везује се за истраживања у авио индустрији у Европи и Северној Америци средином двадесетог века. Временом, МКЕ постаје алат за рутинску примену у анализи и пројектовању конструкција [106]. Метод коначних елемената прихваћен је као моћан апарат за нумеричко решавање различитих проблема у инжењерству, а своју примену нашао је и у анализи и пројектовању армиранобетонских конструкција. Како је МКЕ првобитно развијен за изотропан континуум, његова примена на армиранобетонске конструкције била је изразито тешка [74].

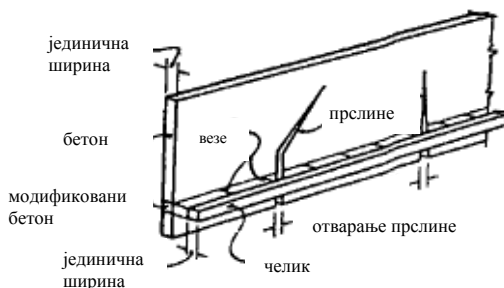
Прве радове везане за примену МКЕ у анализи армиранобетонских конструкција објавили су Нго и Скорделис (Ngo и Scordelis 1967), анализирајући армиранобетонску просту греду. Они су бетон и арматуру представили различитим облицима коначних елемената, при чему су посебним елементом дефинисали везу између бетона и арматурне шипке. Ово је омогућило детаљно праћење промене стања напона и дилатација армиранобетонског носача под задатим оптерећењем и изазвао је велико интересовање за примену МКЕ [106]. Нилсон (Nilson 1972) у МКЕ уводи нелинеарне особине материјала бетона и челичне арматуре, као и њихову међусобну везу. Најак и Зинкијевич (Nayak и Zienkiewicz 1972) су спровели тродимензионалну студију напрезања, која је обухватала појаву прелина при затезању бетона, као и еласто-пластично понашање бетона при притиску. Анализу армиранобетонских греда

увођењем геометријске и материјалне нелинеарности применом слојевитих модела спровео је Рајагопал (Rajagopal 1976) [107].

У новије време примена МКЕ има све већу примену у анализи армиранобетонских конструкција. Широка примена рачунара и развој МКЕ представљају моћан алат за анализу много сложенијих конструкција, на много реалнији начин. Данас постоји велики број комерцијалних МКЕ софтверских пакета којима је могуће моделирање нелинеарног понашања материјала као што су: ABAQUS, ANSYS, DIANA, MSC NASTRAN и ADINA [108]. У овом раду, анализа гредних носача применом МКЕ извршена је помоћу програмског пакета ABAQUS. ABAQUS је један од светски признатих софтвера за решавање комплексних проблема у анализи конструкција, који се користи у научне сврхе. Ради се о софистицираном софтверу за статичку и динамичку, линеарну и нелинеарну анализу конструкција, помоћу 2D и 3D коначних елемената који могу да се користе за моделирање бетона као материјала и његовог нелинеарног понашања. Анализа се састоји у дискретизацији конструкције на елементарне делове који имају дефинисане механичке и физичке карактеристике.

5.2 Моделирање армирано бетонских носача применом МКЕ

Моделирање армиранобетонских конструкција применом МКЕ заснива се на замени континуума одређеним бројем коначних елемената који представљају бетон и арматуру [107]. Уопштено, бетон и челик третирају се као дискретни елементи, при чему су елементи који представљају челичну арматуру повезани са елементима који представљају бетон преко чворних тачака, као што је приказано на Слици 5.1.



Слика 5.1 Модел дискретног елемента [106]

Модел носача применом МКЕ предложен је од стране Нго и Скорделис (1967), Скорделис (1972) приказан је на Слици 5.1. Бетон и арматура су моделирани

дводимензионалним моделом помоћу четвороугаоних и троугаоних коначних елемената, док се за моделирање узенгија користе једнодимензионални линијски елементи [106].

Као улазни подаци, осим геометрије, оптерећења и граничних услова, у примени МКЕ веома је важно адекватно дефинисање карактеристика материјала помоћу њихових констаната (модула еластичности, граничне чврстоће при притиску и затезању, Поасоновог коефицијента и других).

5.2.1 Моделирање бетона

Иако је бетон композитни материјал који се састоји од агрегата и цементног камена, он се у МКЕ моделира као јединствени материјал. Моделирање бетона коначним елементима могуће је разматрати пропацију прслина, као и лом бетона услед прекорачења напона при притиску [109].

Неопходни улазни подаци потребни за моделирање бетона применом МКЕ, тј. софтверског пакета АВАQUS су:

- гранична чврстоћа при једнооксијалном притиску (f_c);
- гранична чврстоћа при једнооксијалном затезању (f_t);
- модул еластичности (E_o);
- поасонов коефицијент (ν);
- веза напон–дилатација за бетон при једноосном притиску.

Да би се на адекватан начин симулирало понашање бетона на основу везе између напона и дилатације при затезању дефинисана је граница појаве прслина у бетону, Слика 5.2. За дефинисање ове везе потребно је познавање модула еластичности (E_o), напона при затезању (σ_t), дилатације при појави прслине ($\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$), као и параметра оштећења (damage variable– d_t) [110]. Дилатација при појави прслине добија се на основу израза:

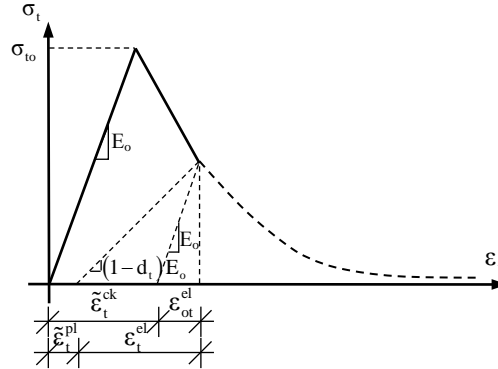
$$\tilde{\varepsilon}_t^{ck} = \varepsilon_t - \varepsilon_o^{el}, \quad (5.1)$$

где је:

- $\varepsilon_o^{el} = \frac{\sigma_t}{E_o}$ – еластична дилатација која одговара неоштећеном материјалу,
- ε_t^{ck} – тотална дилатација при затезању.

Тренутак лома дефинише се на основу вредности пластичних дилатација, које се одређују на основу израза:

$$\tilde{\varepsilon}_t^{pl} = \varepsilon_t^{ck} - \frac{d_t}{(1-d_t)} \frac{\sigma_t}{E_o} \quad (5.2)$$



Слика 5.2 Веза напон-дилатација при затезању бетона [111]

Под једноосијалним затезањем веза напон–дилатација је линеарно–еластична, док напон не достигне границу при затезању (σ_t), што одговара напону на почетку појаве микропрслине у материјалу [111].

Да би се дефинисала веза између напона и дилатација за бетон при притиску, Слика 5.3, потребно је дефинисати величину напона (σ_c), нееластичне дилатације ($\tilde{\varepsilon}_c^{in}$) при одговарајућим вредностима напона, као и параметар оштећења (damage variable – d_c) [110]. Укупна величина дилатација конвертује се у нееластичне дилатације на основу израза:

$$\tilde{\varepsilon}_c^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_{oc}^{el}, \quad (5.3)$$

где је:

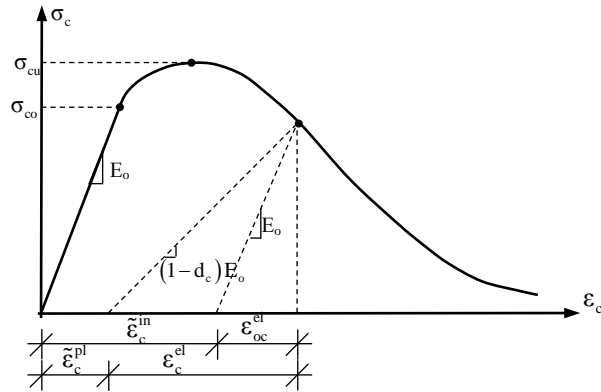
- $\varepsilon_{oc}^{el} = \frac{\sigma_c}{E_o}$ – еластична дилатација која одговара неоштећеном материјалу,
- ε_c – тотална дилатација при затезању.

Како би се осигурало да пластичне дилатације ($\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$) остану позитивне, њихова величина је дефинисати на основу израза:

$$\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \tilde{\varepsilon}_c^{ck} - \frac{d_c}{(1-d_c)} \frac{\sigma_c}{E_o} \quad (5.4)$$

Параметар оштећења при притиску (d_c) дефинисан је као однос између нееластичних дилатација и тоталне дилатације, док је параметар оштећења при затезању (d_t) дефинисан као однос дилатација при појави прслине и тоталних дилатација [110]. Ако је параметар оштећења нула, сматра се да је материјал

неоштећен. Када је вредност параметра оштећења јединица сматра се да је дошло до отказивања носивости, док у случају када вредност параметра није наведена модел се понаша пластично.



Слика 5.3 Веза напон-дилатација при притиску бетона [111]

Како је бетон крт материјал, његове карактеристике при притиску и при затезању су различите, што нумеричку симулацију чини знатно сложенијом. Као што је приказано у поглављу 2.5.3, до сада су предложене многе аналитичке формулације за дефинисање везе између напона и дилатација у случају једноаксијалног притиска. Веза између напона и дилатација, која се најчешће користила за моделирање напонско–деформацијске везе бетона у ABAQUS дефинисана је од стране Саенз (Saenz) [112,113] и гласи:

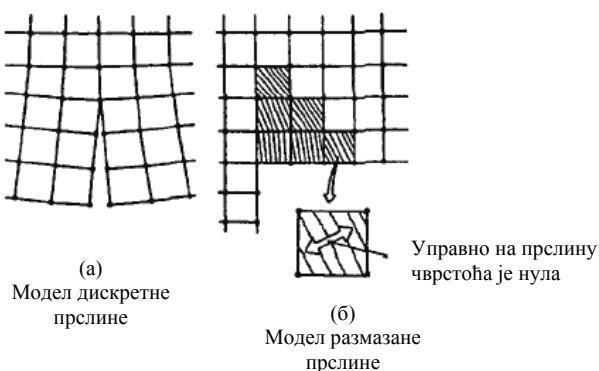
$$\sigma_c = \frac{E_c \varepsilon}{1 + (R + R_E - 2) \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right) - (2R - 1) \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 + R \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^3}, \quad (5.5)$$

где је:

- $R = \frac{R_E (R_\sigma - 1)}{(R_\varepsilon - 1)^2} - \frac{1}{R_\varepsilon}$,
- $R_E = \frac{E_c}{E_0}$,
- $E_0 = \frac{f'_c}{\varepsilon_0}$,
- $R_\sigma = R_\varepsilon = 4$,
- f – напон при било којој дилатацији,
- ε – дилатација при напону f ,
- ε_0 – дилатација при граничној вредности напона f'_c .

Уместо нелинеарне везе између напона и дилатација која је дефинисана изразом 5.5, ради једноставније анализе и брже конвергенције нелинеарног решења алгорита, уводи се поједностављена мултилинеарна (полигонална) веза.

За описивање бетона као материјала, односно ефекта прслина, данас постоје многи концепти, на пример: дискретна прлина (discrete crack), размазана прлина (smeared crack) и унутрашње размекшана трака (inner softening band) [106].



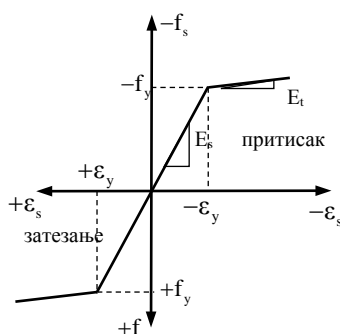
Слика 5.4 Модел прлина [106]

У случају формирања дискретних прслина, положај прслине је унапред дефинисан локацијама између коначних елемената. Појава прслине представљена је помоћу круга који се појављује у тачки елемента када главни напон прекорачи граничну вредност напона при затезању. Прлина се формира управно на правац главног напона, као што је показано на Слици 5.4 (а). Јединствена карактеристика овог модела је да ширина прслине може да се оцени, а једноставност и лакоћа формирања модела омогућиле су његову распрострањену примену у ранијим истраживањима.

Увођењем размезаних прслина, превазиђена је и елиминисана већина нумеричких тешкоћа дискретног модела и значајно побољшана тачност у предвиђању слике прслина. У случају размезаних прслина, правац прслина управан је на правац главног напона затезања и у оквиру једног коначног елемента прслине су равномерно распоређене у једном смеру, Слика 5.4 (б). У овом случају није неопходно да се подеси путања прслине пре анализе као у дискретном моделу прслина. Овај модел погодан је у анализи елемената са великим бројем прслина, на пример зидова изложених смицању, а његов недостатак огледа се у немогућности одређивања размака између прслина и ширина прслина.

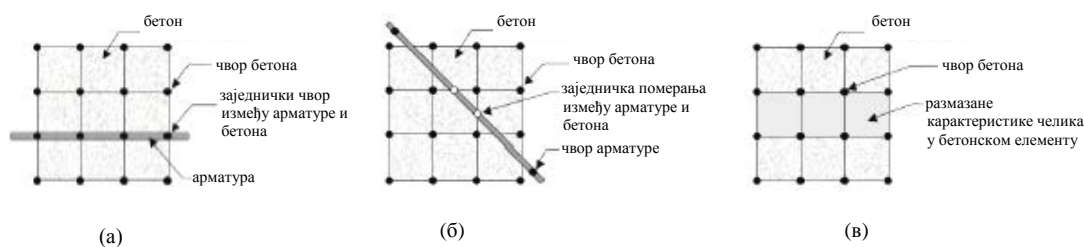
5.2.2 Челична арматура и челичне плоче

Модел коначног елемента који се користи за представљање арматуре је идеализован линеарно еластичан–идеално пластичан изотропан материјал, чије су карактеристике идентичне како при затезању тако и при притиску, Слика 5.5 [111]. У циљу превазилажења превелике концентрације напона притиска на местима ослонаца и дејства концентрисаних сила моделирају се челични јастуци. Материјал којим се дефинишу челични јастуци има исте карактеристике као и арматурни челик, али се третира као идеално еластичан материјал.



Слика 5.5 Билинеарна крива напон–дилатација за арматурни челик [109]

Моделирање арматуре применом МКЕ може се извршити на основу три технике моделирања, а то су: дискретизовани модел, затопљени модел и размазани модел, Слика 5.6 [109].



Слика 5.6 Модел арматуре у армираном бетону (а) дискретни; (б) затопљени; (в) размазан [109]

Дискретни модел арматуре за моделирање приказан на Слици 5.6 (а) користи линијске или штапне елементе који су са елементима који представљају бетон повезани у заједничким чворовима модела. Дакле, бетон и арматура имају заједничке чворове, а бетон се налази са свих страна елемента који представља арматурну шипку. Мана овог модела је што је мрежа која дефинише бетон ограничена мрежом арматуре.

Затопљени (уграђени) модел, приказан на Слици 5.6 (б), превазилази ограничења која има дискретни модел, а веза арматуре и бетона је на основу компатибилности

померања арматуре и околног бетона у заједничким тачкама. Овај модел је повољан у случају сложених арматурних мрежа, међутим, његов недостатак је велики број чворова и степени слободе модела, што доводи до повећања времена прорачуна.

Замашћени модел приказан на Слици 5.6 (в) омогућава да се арматурни челик равномерно шири по бетонском елементу у одређеном региону мреже коначних елемената. Овај модел применљив је за моделе великих димензија код којих арматура нема значајан допринос на укупни одговор конструкције.

У МКЕ, ако се веза између бетона и арматуре не може претпоставити, неопходно је да се дефинише проклизавање арматурне шипке. Да би се дефинисала веза између арматуре и бетона постоје два уобичајена приступа.

Први приступ омогућава коришћење посебног линијског елемента помоћу кога је дефинисано проклизавање арматура. Овај елемент повезује чворове коначног елемента који дефинише бетон са суседним чворовима елемената арматуре и нема физичке димензије, односно два повезана чвора имају исте координате.

Другим приступом је понашање контактне површине између челика и бетона дефинисано на основу материјалних карактеристика бетона, уз претпоставку да је бетон у стању да прими напон затезања који се јавља након појаве прслина.

5.3 Типови усвојених коначних елемената

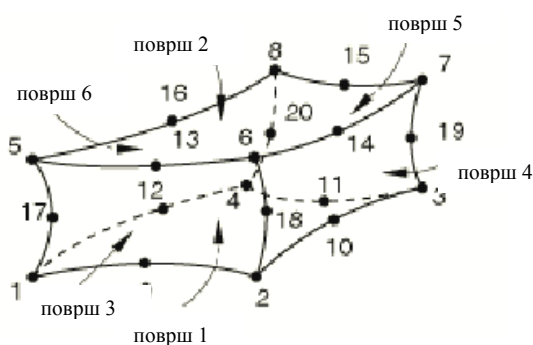
Усвојен модел коначног елемента треба да буде у могућности да на адекватан начин прикаже понашање носача изложеног савијању, односно прикаже еластично и пластично понашање бетона [113].

Бројни типови коначних елемената постоје у већини библиотека софтверских пакета за прорачун конструкција. Они имају различите особине и на различит начин описују различита понашања моделираних конструкција. За анализу конструкција најчешће се користе елементи типа Solid, Shell, Beam и Truss. ABAQUS пружа могућност да се лом симулира употребом једног од три модела армиранобетонског елемента: Smearred crack concrete model, Brittle crack concrete model, Concrete damaged plasticity model. Приликом моделирања армиранобетонских линијских носача у овом раду је коришћен Concrete damaged plasticity model (CDP) [110].

5.3.1 Армирани бетон

За моделовање бетона који је изложен дејству монотоног, динамичког или цикличног оптерећења најчешће се користи Concrete damaged plasticity model (CDP). CDP модел је у стању да опише нееластично понашање бетона при затезању и притиску као и да прикаже настала оштећења. Главни механизми лома у CDP моделу јесу пуцање приликом затезања и дробљење бетона при притиску [111].

Применом МКЕ, као и коришћењем CDP модела могуће је извршити верификацију теоријског прорачуна, као и обезбедити драгоцену допуну лабораторијских испитивања. Предност CDP модела огледа се у томе да основни параметри који дефинишу овај модел имају експлицитну физичку интерпретацију [114].

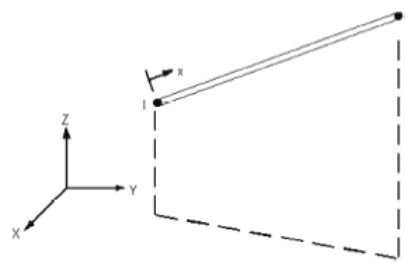


Слика 5.7 C3D20, C3D20R – 3D коначни елемент [111]

Моделирање бетона у овом раду обављено је применом 3D Solid коначног елемента C3D20, који има три степена слободe у сваком од чворова (транслација чворова у X, Y и Z правцу), Слика 5.7. Елементи C3D20 имају чворове како у угловима, тако и на срединама страница елемената (20 чворова), спадају у елементе другог реда и базирани су на квадратној интерполацији. Ови елементи могу да дефинишу прслине у затегнутој зони у сва три ортогонална правца (модел размазаних прслина), и да прикажу дробљење бетона у притиснутој области, као и настале пластичне деформације.

Коначни елемент C3D20 користи се за моделирање бетона са или без арматуре. У случају када арматура није саставни део бетонског елемента, њено моделовање врши се применом дискретног или замашћеног модела. Када је арматура унутар запремине овог елемента, она је постављена у три правца, при чему сваки од њих има свој материјални закон.

Моделирање арматуре брши се применом 2D и 3D Truss елемената којима се добро дефинишу витки елементи оптерећени дуж своје осе. Ови елементи имају само један степен слободе и то у правцу своје осе, а користе се за моделирање арматуре код армиранобетонских елемената. За моделирање арматуре у овом раду коришћен је T3D2 тродимензионални елемент, који се састоји од два чвора, а за добијање решења користи линеарну интерполацију, Слика 5.8. Елемент има могућност да претрпи еласто–пластичне деформације, а претпоставља се да је између арматуре и бетона остварена идеална веза (прионљивост).



Слика 5.8 T3D2 – 3D штапни елемент за моделирање арматуре [111]

5.3.2 Челични елементи (плоче)

На месту дејства концентрисаних сила у циљу избегавања прекомерне концентрације напона у бетону потребно је моделовати челичне плоче. Моделовање челичних плоча обављено је применом елемента C3D20R, приказаног на Слици 5.7. Елемент има осам чворова са по три степена слободе у сваком чвору (транслација чворова у X, Y и Z правцу). Материјал дефинисан на овај начин је изотропан.

5.3.3 Улазне карактеристике за дефинисање коначних елемената

За формирање модела армиранобетонског носача потребно је да се дефинишу и параметри који усвојеним коначним елементима дају одређене материјалне карактеристике. Модел бетона, који се дефинише помоћу елемента C3D20, је линеарно изотропан и мултилинеарно изотропан. За описивање материјалних карактеристика C3D20 елемента потребно је дефинисати укупно пет улазних констаната [114]:

1. Угао унутрашњег трења ψ , налази се у границама од 36° до 40° ;

2. Параметар K_c , који дефинише однос друге инваријанте напона при притиску и при затезању, креће се у границама од 0,5 до 1,0, подразумевана вредност износи 0,666;
3. Параметар ексцентричности ε , може се дефинисати као однос чврстоће при затезању и чврстоће при притиску;
4. $\frac{\sigma_{bo}}{\sigma_{co}}$ – однос између двоосног напона притиска у односу на почетни једноосни напон притиска, усваја се 1,16;
5. Параметар вискозности μ .

Вредности појединих улазних параметара (константе), које захтева ABAQUS у опису елемента C3D20, дефинишу се на основу испитивања и имају јасно физичко значење, док су остали параметри теоријског карактера. У литератури су дати и постоје различити параметри (кофицијенти) и њихове вредности.

Моделирање челика у МКЕ базира се на стварној вези између напона и дилатација која се добија на основу експерименталног испитивања. Како би се добила боља конвергенција модела врши се и модификација криве напон–дилатација.

У овом раду за дефинисање челичне арматуре у носачима користи се T3D2 елементи, док се применом C3D20R елемент врши моделирање потребних челичних плоча.

За описивање материјалних карактеристика C3D20R и T3D2 елемента потребно је дефинисати следеће константе:

1. Модул еластичности E_c ;
2. Границу течења f_y ;
3. Поасонов коефицијен ν .

5.4 Мрежа коначних елемената

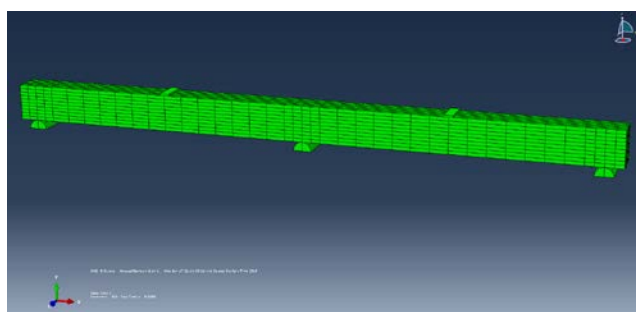
Правилан избор мреже коначних елемената је врло важан сегмент у овом прорачуна армиранобетонских конструкција применом МКЕ. Уколико је мрежа превише груба (велики коначни елементи), не могу се добити употребљиви резултати, а уколико је превише густа (велики број малих коначних елемената) рапидно расту прорачунски захтеви у смислу меморијског простора, брзине процесора, величине излазних датотека и времена потребног за прорачун. С друге стране, не значи увек да ће већи број мањих коначних елемената дати боље резултате, јер, примера ради, дејство

концентрисане силе код бесконачно малог елемента даје бесконачно велики напон. Сматра се да је оптимална она мрежа код које са малом променом густине не долази до значајне промене у резултатима [109].

Студију конвергенције резултата могуће је извести преко неког од прорачунских параметара, а то су најчешће угиб у половини распона, напон притиска у горњем влакну бетона, напон затезања или дилатације.

5.5 Усвојени прорачунски модели испитиваних континуалних носача

Континуални носач моделиран је у целости, уз симулацију одговарајућих граничних услова за усвојени статички систем (континуални носач) као и аплицирано оптерећење. У карактеристичном пресеку III мрежа коначних елемената је гушћа, тако да су усвојени елементи димензија 5x2x2 cm, док је остали део континуалног носача моделиран елементима димензија 10x2x2 cm. Како је нелинеарна нумеричка анализа врло осетљива када се ради о конвергенцији прорачуна, оптерећење је подељено на већи број корака, у зависности од типа гредног носача (250–450). Ради боље конвергенције резултата, у зависности од фазе оптерећења мења се и величина корака нанешеног оптерећења. Наиме, у фази до појаве прве прслине оптерећење има већи инкремент, у фази од првих прслина до појаве течења у арматури инкремент је мањи, да би у фази од појаве течења до лома инкремент оптерећења био најмањи.



Слика 5.9 Прорачунски модел греде моделиране коначним елементима

5.6 Резултати нумеричке анализе

Анализа резултата применом нумеричког моделирања извршена је у циљу поређења са добијеним експерименталним резултатима, као и приказа

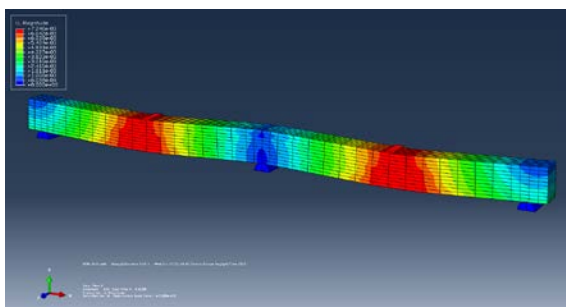
карактеристичних фаза кроз које носач пролази током наношења оптерећења. Истражена је област линеарног понашања до појаве прве прслине, нелинеарна област до појаве течења у челичној арматури и област од појаве течења до лома. Анализирани су носачи израђени од самоуграђујућег бетона са природним агрегатом, као и носачи израђени са рециклираним агрегатом армирани са $\pm 2R\varnothing 10$. За дефинисање зависности између напона и дилатације коришћена је аналитичка формулација коју је дефинисао Прасад (Поглавље 2.5.3).

За поређење нумерички добијених резултата са резултатима добијеним експерименталним испитивањем анализирани су дијаграми угиба. Уочене су извесне разлике у добијеним резултатима које су неминовне због идеализације механичких карактеристика узорка носача и извесних апроксимација у нумеричком моделу. Локална несавршеност материјала (бетона), због појаве микропрслина на споју цементног камена и агрегата, може бити један од узрока извесних неслагања резултата. Идеализоване везе између материјала доводе до разлика у резултатима, нарочито у фази после појаве течења у челичној арматури.

5.7 Упоредни резултати експерименталне и нумеричке анализе

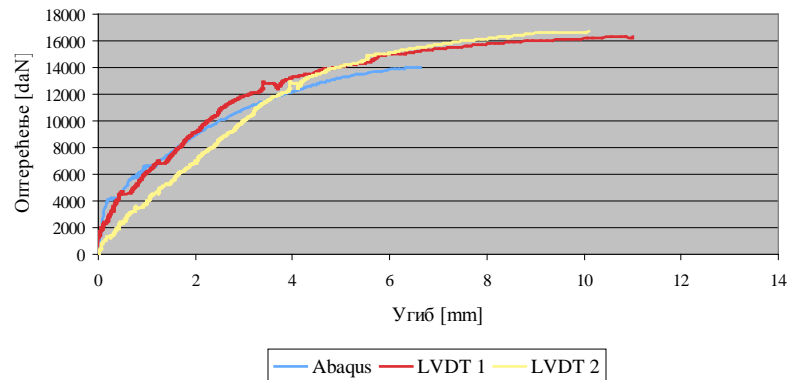
5.7.1 Континуални носач В.1.1 (узорак – SCC $\pm 2R\varnothing 10$)

Моделирање континуалног носача извршено је на основу механичких карактеристика самоуграђујућег бетона које су одређене лабораторијски и презентоване су у Поглављу 4.3. На основу нумерички одређених вредности угиба при различитим степенима (корацима) оптерећења као, и мапе прслина, извршено је поређење са резултатима добијеним експерименталним испитивањем.



Слика 5.10 Приказ деформисаног носача В.1.1 са вредностима угиба

На Слици 5.10 приказан је деформисани носач под дејством пробног оптерећења моделиран коначним елементима применом софтверског програма ABAQUS.

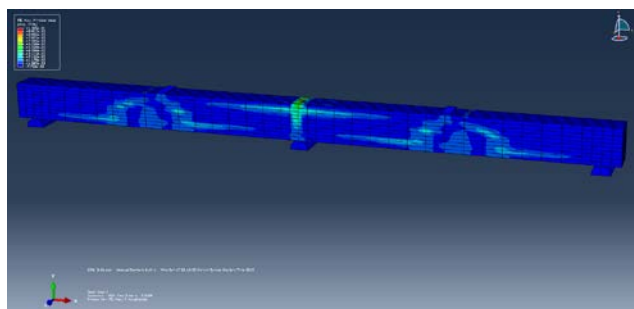


Слика 5.11 Упоредни дијаграми зависности оптерећење-угиб у пресеку I (LVDT1) и пресеку II (LVDT2) континуалног носача добијени експериментално и ABAQUS

Са дијаграма приказаног на Слици 5.11 уочава се делимично поклапање експериментално добијених резултата са вредностима угиба добијених применом софтверског пакета ABAQUS. Поклапање нумеричких и експерименталних вредности угиба боље је у зони еластичности, док са појавом првих прслина и течења у арматури долази до одступања резултата. Може се константовати да МКЕ модел, уз претпоставку идеалних веза између материјала, даје резултате задовољавајуће тачности до појаве течења у главној арматури, када долази до неслагања резултата. Несавршеност гредног носача, појава иницијалних микропрслина, као и промене крутости носача, могући су разлози одступања у добијеним угибима.

Оптерећење и одговарајућа величина угиба одређени применом софтверског пакета ABAQUS одговарају оптерећењу које доводи до формирања првог пластичног зглоба изнад средњег ослонца, Слика 5.12. У тренутку формирања првог пластичног зглоба изнад средњег ослонца, програм престаје са даљим прорачуном, јер је прекорачена граница носивости у пресеку изнад средњег ослонца (пресек III) како у бетону, тако и у арматурном челику.

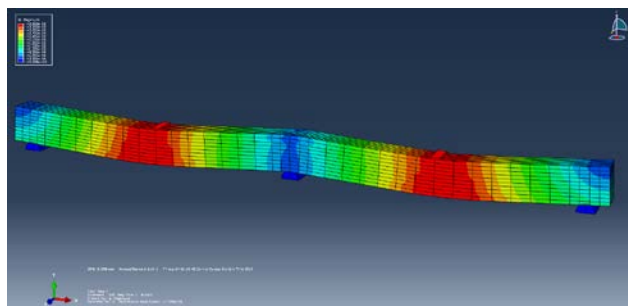
Са мапе прслина приказане на Слици 5.12 уочава се да је до отварања прслине и формирања пластичног зглоба дошло изнад средњег ослонца (пресек III), што је добијено и експериментално.



Слика 5.12 *Мапа прслина добијена МКЕ анализом (ABAQUS)*

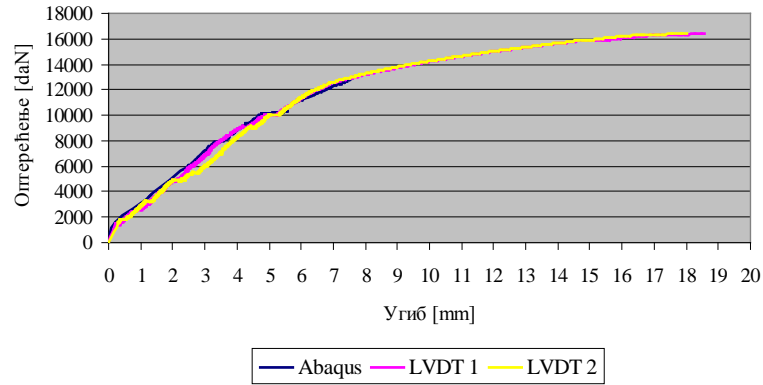
5.7.2 Континуални носач В.2.1 (узорак – SCC R 50±2RØ10)

На основу експериментално добијених механичких карактеристика самоуграђујућег бетона са 50 % рециклираног агрегата, које су приказане у Поглављу 4.3, извршено је моделовање носача В.2.1. На Слици 5.13 приказан је деформисани модел континуалног носача изложен дејству пробног оптерећења које одговара формирању првог пластичног зглоба изнад средњег ослоња.

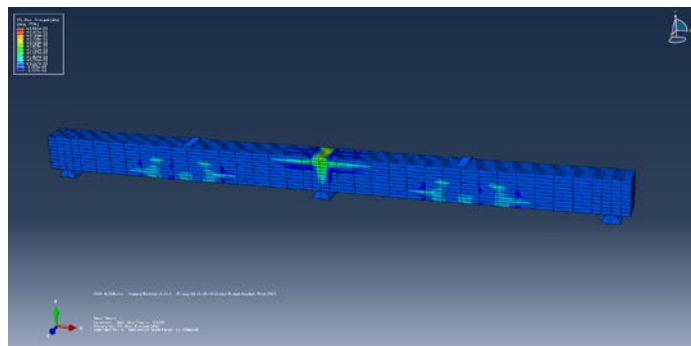


Слика 5.13 *Приказ деформисаног носача В.2.1 са вредностима угиба*

Као и код носача В.1.1, код носача В.2.1 уочава се делимично подударање експериментално добијених резултата са онима који су нумерички одређени применом МКЕ анализе, Слика 5.14. Са дијаграма зависности оптерећење–угиб уочава се да се у зони еластичности нумерички добијене вредности угиба подударају са експериментално добијеним вредностима, док са појавом прве прслине долази до делимичног одступања. Нумерички прорачун применом софтверског пакета ABAQUS се прекида при оптерећењу које доводи до формирања првог пластичног зглоба изнад средњег ослоња.



Слика 5.14 Упоредни дијаграми зависности оптерећење-угиб у пресеку I (LVDT1) и пресеку II (LVDT2) континуалног носача добијени експериментално и МКЕ анализом

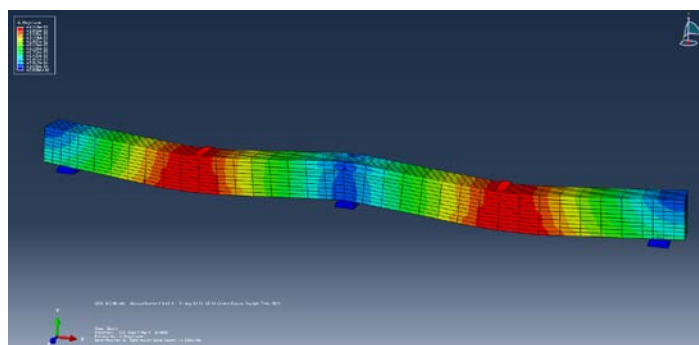


Слика 5.15 Мапа прелина добијена МКЕ анализом

На мапи прелина приказаној на Слици 5.15 уочавају се прелине у карактеристичним пресецима, као и формирање пластичног зглоба изнад средњег ослоња.

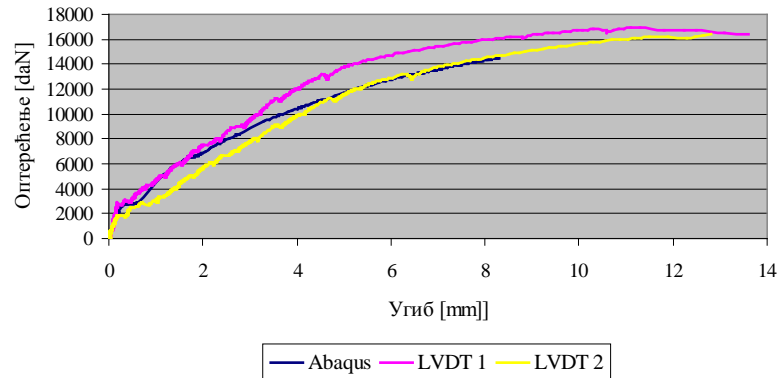
5.7.3 Континуални носач В.3.1 (узорак – SCC R 100 ±2RØ10)

Деформисани носача изложен дејству пробног оптерећења моделиран применом софтверског програма АВАКУС приказан је на Слици 5.16.

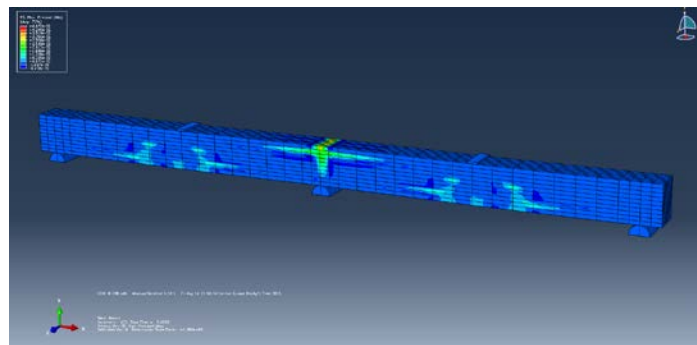


Слика 5.16 Приказ деформисаног носача В.3.1 са вредностима угиба

На основу дијаграма зависности оптерећење–угиб, приказаног на Слици 5.17, уочава се делимично поклапање експериментално добијених вредности угиба у односу на вредности угиба које су добијене применом нумеричке анализе МКЕ.



Слика 5.17 Упоредни дијаграми зависности оптерећење–угиб у пресеку I (LVDT1) и пресеку II (LVDT2) континуалног носача добијени експериментално и МКЕ анализом



Слика 5.18 Мапа прслина добијена МКЕ анализом

На Слици 5.18 приказана је мапа прслина у фази када долази до формирања пластичног зглоба изнад средњег ослоња континуалног носача, док се у карактеристичним пресецима I и II уочавају формиране прслине.

6 ЗАКЉУЧЦИ И ПРЕПОРУКЕ ЗА БУДУЋА ИСПИТИВАЊА

6.1 ЗАКЉУЧЦИ

Последњих година самоуграђујући бетон налази све већу примену у процесу пројектовања и изградње квалитетнијих савремених грађевинских објеката. Применом самоуграђујућег бетона елиминише се потреба за вибрирањем, чиме се смањује бука током бетонирања и стварају бољи услови за рад. Употреба индустријског отпада, као додатака за справљање самоуграђујућег бетона, представља велики корак ка испуњењу циљева одрживог развоја и очувања животне средине. У циљу очувању животне средине, као једна од могућности, јавља се примена рециклираног грађевинског отпада, као агрегата. Својевремено је употреба рециклираног агрегата била ограничена само на производњу неконструктивних бетонских елемената због његовог лошег квалитета. У данашње време, употребом савремених технолошких поступака, могуће је од грађевинског отпада добити квалитетан бетонски рециклирани агрегат. Циљ спроведеног истраживања у овој дисертацији је да се са техничке стране провере могућности, као и дају одговори о примени квалитетног рециклираног агрегата за справљање конструкцијских елемената (континуалних носача) од самоуграђујућег бетона.

У овом раду, на основу спроведених сопствених експерименталних истраживања везаних за могућност примене рециклираног агрегата за справљање конструкцијских елемената изведене су две групе закључака. Прва група закључака односи се на физичко–механичка својства самоуграђујућег бетона справљеног са

природним и рециклираним агрегатом, како у свежем тако и у очврслом стању. Другу групу чине закључци који се односе на гранична стања континуалних носача справљених од самоуграђујућег бетона са природним и рециклираним агрегатом, изложених дејству краткотрајног оптерећења.

На основу анализе до сада спроведених лабораторијских истраживања која се односе на физичко–механичка својства самоуграђујућег бетона, као и самосталног експерименталног испитивања свежег и очврслог самоуграђујућег бетона са природним агрегатом и са 50 % и 100 % крупнозрног рециклираног агрегата, изведени су следећи закључци:

1. За справљање самоуграђујућег бетон са рециклираним агрегатом, који има исту уградљивост као и самоуграђујући бетон на бази природног агрегата потребна је већа количина воде и то 2,4 % за мешавину са 50 % рециклираног агрегата и 4,5 % за мешавину са 100 % рециклираног агрегата, због веће отворене порозности агрегата од рециклираног бетона у односу на природни агрегат;
2. На основу експерименталног испитивања помоћу Slump-flow теста (Поглавље 4.3) утврђено је да карактеристике самоуграђујућег бетона са рециклираним агрегатом у свежем стању задовољавају услове који су дефинисани на основу EFNARC као и EN 206-9:2010 односно примена агрегата од рециклираног бетона није ограничавајући фактор за производњу самоуграђујућих бетона;
3. Одређивање чврстоће бетона при притиску на коцкама ивице 150 mm, при старости бетона од 28 дана, приказано је у Поглављу 4.3.1. На основу спроведеног испитивања уочава се да бетон са 50 % рециклираног агрегата има 26 % већу чврстоћу при притиску, док је код бетона са 100 % рециклираног агрегата чврстоћа при притиску мања за 2,8 %, у односу на самоуграђујући бетон са природним агрегатом. Разлика у чврстоћи при притиску опада са старошћу бетона;
4. Испитивање чврстоће при затезању цепањем после 28 дана, које је приказано у Поглављу 4.3.4, не указује на већа одступања код бетона са рециклираним агрегатом у односу на бетон са природним агрегатом;
5. Експериментално одређене вредности модула еластичности, приказане у Поглављу 4.3.3, указују да је за мешавину са природним агрегатом, као и за мешавину са 50 % и 100 % рециклираног агрегата, вредност секантног модула еластичности готово једнака, док се вредности тангентног модула еластичности нешто мало разликују;

6. Упоредном анализом експериментално добијених вредности и вредности добијених применом аналитичких формулација за чврстоћу бетона при затезању и модул еластичности у зависности од чврстоће при притиску, (Поглавља 2.5.2 и 2.5.4) закључује се, да су за експерименталним путем одређене вредности чврстоће при затезању најприкладније аналитичке формулације дефинисане од стране Фелегоклауа и осталих, као и Топчуа и Угуноглуа. Експерименталним путем одређеним вредностима модула еластичности одговара аналитичка формулација дефинисана од стране Персон.

На основу спроведених експерименталних испитивања, као и нумеричке анализе у овом раду произашла је друга група закључака везаних за гранична стања континуалних носача од самоуграђујућег бетона са природним и рециклираним агрегатом изложених дејству краткотрајног оптерећења:

7. Дуктилност континуалних носача израђених од самоуграђујућег бетона са природним агрегатом, као и оних израђених са рециклираним агрегатом, исказана преко индекса дуктилности (ID), има задовољавајуће вредности ($ID > 4$) без обзира на количину главне арматуре;
8. Код свих носача до формирања првог пластичног зглоба долази прво изнад средњег ослонца (пресек III), а затим до истовремене појаве пластичних зглобова у пољима носача (пресек I и II) када долази до формирања механизма лома. Ово је очекивано понашање армиранобетонских континуалних носача, чиме је омогућена значајна прерасподела утицаја, под условом да формирани пластични зглобови имају довољан капацитет ротације;
9. За примењену диспозицију оптерећења и усвојене проценте армирања код свих носача дошло је до дуктилног лома и видљиве исцрпљености носача. Код носача израђених од рециклираног агрегата уочено је чешће локално мрвљење бетона испод плочица за унос оптерећења, као и у региону средњег ослонца, него код носача који су израђени од природног агрегата;
10. На основу дијаграма угиба и дилатација, како за носаче са природним тако и са рециклираним агрегатом уочљиве су три карактеристичне области: 1) линеаран однос до појаве прве прслине у бетону, 2) нелинеарно понашање од првих прслина до појаве течења у челичној (главној) арматури и 3) изразито нелинеарно понашање од појаве течења у арматури до лома;

11. Разлике у дијаграмима сила-померање ($P-\Delta$), приказаним у Поглављу 4.6.1, за носаче са природним и рециклираним агрегатом са истим процентом армирања изложених савијању, могу се сматрати занемарљивим;
12. У домену еластичних деформација све до појаве прве прслине нема битних разлика у понашању носача, без обзира на примењену врсту агрегата и проценат армирања;
13. Код носача од самоупраћујућег бетона са природним и рециклираним агрегатом, процента армирања 0,65 %, граничне силе лома су идентичне, Табела 4.12. Код носача са процентом армирања 0,94 % гранична сила лома за носач са 50 % рециклираног агрегата мања је за 11 %, док ја за носаче са 100 % рециклираног агрегата она мања за 5 % у односу на граничну силу лома носача са природним агрегатом. У случају када је проценат армирања носача 0,86 %, гранична сила лома носача са 50 % рециклираног агрегата мања је за 2 %, док је код носача од 100 % рециклираног агрегата мања за 12 % у односу на граничну силу лома носача са природним агрегатом;
14. На основу анализе угиба, спроведене у Поглављу 4.6.1, уочава се да су разлике у угибима континуалних носача са природним и рециклираним агрегатом са истим процентом армирања, незнатне при експлоатационом оптерећењу, док при граничном оптерећењу долази до значајније разлике у вредностима угиба;
15. У Поглављу 4.6.3 приказане су мапе прслина носача, са којих се уочава да се за исти проценат армирања мапа прслина мења у складу са количином рециклираног агрегата у носачу, тако да са повећањем количине рециклираног агрегата број прслина расте, а њихова ширина на носачу се повећава;
16. Интензитет оптерећења који доводи до појаве прве прслине на носачу, за исти проценат армирања носача, у функцији је количине рециклираног агрегата, па се прве прслине јављају при веома ниском оптерећењу код носача са рециклираним агрегатом у односу на носаче са природним агрегатом;
17. Нумерички поступак нелинеарне анализе армиранобетонских носача изузетно је захтеван због бројних нумеричких нестабилности, али даје употребљиве резултате, што је упоређењем са експерименталним вредностима и показано;
18. На основу спроведене нумеричке анализе и поређења са експериментално добијеним зависностима између оптерећења и угиба у карактеристичним пресецима (Поглавље 5.7), уочава се да у првој фази до појаве прве прслине на носачу одступања готово и да нема, док се са повећањем интензитета

оптерећења у фази од појаве прве прслине и са појавом течења у арматури јављају готово незнатна одступања;

19. Нумерички добијена мапа прслина на јасан начин осликава зоне формирања пластичних зглобова и по облику је слична мапи прслина које су забележене на носачима током експерименталног истраживања;

Као општи закључак целокупног истраживања спроведеног на девет континуалних носача (три носача од самоуграђујућег бетона са природним агрегатом и шест од самоуграђујућег бетона са рециклираним агрегатом), треба истаћи да је примена агрегата од рециклираног бетона за израду конструкцијских елемената који су изложени савијању, технички изводљива, компаративна и компетитивна примени самоуграђујућег бетона са природним агрегатом. Израда конструкцијских армиранобетонских носача са делимичном заменом крупног природног агрегата, рециклираним агрегатом је са становишта заштите животне средине оправдана, а у конструкцијском смислу изводљива.

6.2 ПРЕПОРУКЕ ЗА БУДУЋА ИСПИТИВАЊА

Примена рециклираног грађевинског отпада као сировине за справљање бетона и армиранобетонских конструкција, веома је атрактивна и перспективна, са бројним предностима како у погледу економичности, тако и у погледу очувања животне средине. Технологија и процеси за производњу рециклираног агрегата и самоуграђујућег бетона и његове примене су у пуном развоју, тако да препоруке за њихову практичну примену још увек трпе честе промене. Самоуграђујући бетон, као и рециклирани агрегат у Србији немају масовну примену, при чему је евидентан и недостатак законских оквира и прописа за њихову употребу, па стога представљају атрактивно поље за будућа истраживања.

Пред истраживачима је низ отворених изазовних питања, а у овој дисертацији је учињен покушај да се дају одговори на нека од њих. Првенствени циљ овог рада био је да се опишу и дефинишу гранична стања са становишта њихове носивости и употребљивости за континуалне носаче од самоуграђујућег бетона са рециклираним агрегатом.

Простор за будућа истраживања на тему примене како самоуграђујућег бетона, тако и рециклираног агрегата, за израду конструкцијских елемената постоји на више нивоа. Досадашња испитивања самоуграђујућег бетона била су фокусирана на његове карактеристике у свежем стању, док се за описивање његових физичко–механичких карактеристика у очврслом стању углавном користе сазнања везана за вибрирани бетон. Из тог разлога потребно је обавити додатна истраживања и извршити адекватно дефинисање физичко–механичких карактеристика самоуграђујућег бетона како са природним тако и са рециклираним агрегатом. То пре свега значи да је потребно спровести истраживања напонско–деформацијског везе, како би било могуће формирати радни дијаграм самоуграђујућег бетона са природним и рециклираним агрегатом, дефинисати коефицијент прерачунавања напона при притиску са коцке на цилиндар и експерименталним путем испитати и одредити силу приањања између арматурне шипке и околног самоуграђујућег бетона. Велики недостатак истраживања осећа се у области која је од изузетног значаја за примену самоуграђујућег бетона у изради бетонских конструкција, а то је испитивање реолошких својстава као и трајности конструкција. Мали број спроведених истраживања везаних за понашање елемената конструкције од самоуграђујућег бетона са природним и рециклираним агрегатом представља велики недостатак за адекватно описивање граничних стања конструкције од самоуграђујућег бетона. Веома је битно истражити утицај временских ефеката и дуготрајног оптерећења на деформацијске карактеристике елемената конструкције изложених како савијању, тако и смицању.

За сва ова истраживања неоподно је формирати базу података на основу до сада спроведених експерименталних испитивања како у лабораторијским условима, тако и теренским, али и резултата нумеричких анализа. Дефинисање стандардних и упоредивих експерименталних поступака допринело би лакшем извођењу закључака на бази добијених резултата истраживања. Проблему нумеричке симулације потребно је посветити већу пажњу, јер конвергенција резултата нумеричких процедура и даље представља битну тешкоћу за масовнију примену нелинеарне анализе, која је у стању да на адекватан начин опише понашање конструкција и да релевантне податке.

7 ЛИТЕРАТУРА

- [1] Dean, A., Frank, P. E.: Self-Compacting Concrete – SCC places it self in a class of its own; N.P.C.A., 2001.
- [2] Okamura H., Ouchi M.: Self-Compacting Concrete; Journal of Advanced Concrete Technology Vol.1 N° 1; 2003; pp.5-15.
- [3] Oucho M., Nakamura S., Osterberg T., Hallberg S-E., Lwin M.: Applications Of Self-Compacting Concrete In Japan, Europe And The United States; Transportation Research Board; 2003; pp 20.
- [4] Živković, S., Samozbijajući beton – svojstva I tehnologija, Građevinski kalendar, 2007, pp: 234-304
- [5] EFNARC: Specification and Guidelines for Self-Compacting Concrete; February 2002; pp.32.
- [6] EFNARC: The European Guidelines for Self-Compacting Concrete Specification, Production and Use; May 2005; pp.66
- [7] Bajić-Okrajnov R., High strength self-compacting concrete with distinct principal tensile stresses, doctoral dissertation, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, 1009
- [8] Despotović I., Svojstva I tehnologija samougrađujućeg betona sa posebnim osvrtom na mogućnost upotrebe recikliranog agregata za njegovo sptavljanje, magistarski rad, Građevinsko arhitektonski fakultet u Nišu, Univerzitet u Nišu, 2009
- [9] Šešić, J., Mogućnost primene samougrađivog betona u savremenim betonskim konstrukcijama, Građevinski fakultet u Subotici, Univerzitet u Novom Sadu, 2010
- [10] Bajić-Okrajnov R., Vasović D.: Self-Compacting Concrete And Its Application In Contemporary Architectural Practise; SPATIUM International Review No.20, September 2009, p.28-34
- [11] Tanasković, D.: Projektovanje betonske mešavine za potrebe obnove tornja na Avali, Izgradnja, 2009, Vol. 63, No. 7-8, pp. 369-372
- [12] Bojović, D., Janković, K., Lončar, Lj., Kačarević, Z., Romakov, Z.: Primena samozbijajućih betona visokih čvrstoća, Univerzitet u Novom Sadu, Građevinski Fakultet Subotica, Zbornik radova Građevinskog Fakulteta, 2006, No. 15
- [13] Janković, K., Bojović, D., Lončar, Lj., Kačarević, Z., Nikolić, D.: Mix design of concrete for avala tower, Univerzitet u Novom Sadu, Građevinski Fakultet Subotica, Zbornik radova Građevinskog Fakulteta, 2007, No. 16, pp. 115-120
- [14] Malešev, M., Radonjanin, V.: Svojstva samougrađujućeg betona u zavisnosti od vrste i količine mineralnog dodatka, Materijali i Konstrukcije, 2008, Vol. 51, No. 4, pp. 88-104
- [15] Grdić Z., Topličić-Čurčić G., Despotović I.: Properties of Self-Compacting Concrete with different type of additives; Facta Universitatis Series: Architecture and Civil Engineering Vol.6, N°2; 2008; pp. 173-177
- [16] Uysal M.: The influence of coarse aggregate type on mechanical properties of fly ash additive self-compacting concrete; Construction and Building Materials 2012; (37); pp. 533-540

- [17] Mnahoncakova E., Pavlikova M., Grzeszczyk S., Rovnanikova P., Černý R.: Hydric, Thermal and mechanical properties of self-compacting concrete containing different fillers; *Construction and Building Materials*; 2008;(22); pp. 1594-1600.
- [18] Holschemacher K. and Yvette Klug (2002), A database for the evaluation of hardened properties of SCC, Leipzig Annual Civil Engineering Report No.7, University of Leipzig, Germany 2002
- [19] Okamura H, and Ozawa K. (1995): Mix-design for Self-Compacting Concrete, *Concrete Library*, JSCE, No. 25, pp.107-120, June 1995.
- [20] Su N, Hsu K-C, Chai H-W (2001), A simple mix design method for self-compacting concrete, *Cement and Concrete Research*, 31 (2001), pp1799-1807
- [21] Bosiljkov V.B. (2003), SCC mixes with poorly graded aggregate and high volume of limestone filler, *Cement and Concrete Research*, Volume 33, Issue 9, September 2003, Pages 1279-1286
- [22] Sonebi M. (2004), Medium strength self-compacting concrete containing fly ash: Modelling using factorial experimental plans, *Cement and Concrete Research*, Volume 34, Issue 7, July 2004, Pages 1199-1208
- [23] Luis, A. M., Implementation of Self-Consolidating Concrete (SCC) for Prestressed Concrete Girders, Master Thesis, Graduate Faculty of North Carolina State University, Raleigh, North Carolina, 2004
- [24] EN 206-9:2010 Additional rules for Self-Compacting Concrete (SCC); April 2010; pp. 27
- [25] Ilić, A., Šešić, J.: Neke fizičko-mehaničke osobine samougradivog betona, *Izgradnja*, 2010, Vol. 64, No. 7-8, pp. 429-439
- [26] Domone P.L.: A review of the hardened mechanical properties of self-compacting concrete; *Cement & Concrete Composites*: 2007; (29); pp.1-12
- [27] Persson B. A comparison between mechanical properties of self-compacting concrete and the corresponding properties of normal concrete; *Cement and Concrete Research*; 2001(31):193–198.
- [28] HU Qiong, YAN Wei – hua, ZHENG Wen – zhohg, The formula for stress – strain curves of Self – Compacting Concrete, *China Academic Journal Electronic Publishing House*, 2008, pp:70-72
- [29] EN 1992-1-1:2004; European Committee For Standardization: December 2004
- [30] EN 206-1:2000; European Committee For Standardization: December 2004
- [31] Vilanova A., Fernandez-Gomez J., Landsberge A.G.: Evaluation of the mechanical properties of self compacting concrete using current estimating models Estimating the modulus of elasticity, tensile strength, and modulus of rupture of self compacting concrete; *Construction and Building Materials*: 2011: (25); pp: 3417-3426
- [32] Itterbeack V. P., Pannentier, B., Couberg, K.: Does Self-Compacting Concrete still follow Eurocode2 specifications?, *Concrete Technology*, 2011, Issue 4, pp. 50-55
- [33] Aslani F., Nejadi S.: Mechanical properties of conventional and self-compacting concrete: An analytical study; *Construction and Building Materials*: 2012; (36); pp: 330-347
- [34] Grdić, Z., Tehnologija betona, Građevinsko arhitektonski fakultet u Niši, UNiverzitet u Nišu, NIŠ,
- [35] SRPS ISO standardi
- [36] Sonebi, M., Tamimi K. A., Bartos J. M. P., Performance and Cracking Behavior of Reinforced Beams Cast with Self – Consolidating Concrete, *ACI Materials Journal*, Vol. 100, No. 6, 2003, pp:492-500
- [37] American Concrete Institute. ACI Committee 318-08; Building code for structural concrete. Detroit, USA, 2008
- [38] ACI 318M-05 (2005): Building code requirements for structural concrete and commentary, ACI committee 318, 2005
- [39] CEB-FIP Model Code 90 (Comité Euro-International du Béton): Design code, Thomas Telford, 1993
- [40] Arnaud Castel, Thierry Vidal, Raoul Francois, Bond and cracking properties of self-consolidating concrete, *Construction and Building Materials*, 2010, Vol. 24, pp: 1222-1231
- [41] Felekoglu B., Turkel S., Baradan B.: Effect of water/cement ratio on the fresh and hardened properties of self-compacting concrete; *Building and Environment*: 2007; (42); pp: 1795-1802
- [42] Dinakar P, Babu KG, Santhanam M.; Mechanical properties of high-volume fly ash self-compacting concrete mixtures. *Struct Concr* 2008;9(2):109–116.
- [43] Topçu B. I., Uygunoglu T.; Effect of aggregate type on properties of hardened self-consolidating lightweight concrete (SCLC); *Construction and Building Materials* 2010; (24); pp. 1286-1295
- [44] Parra, C., Valcuende, M., Gomez, F.: Splitting tensile strength and modulus of elasticity of self-compacting concrete; *Construction and Building Materials*, 2011, Vol. 25, pp. 201-207
- [45] Kim YH. Characterization of self-consolidating concrete for the design of precast, pretensioned bridge superstructure elements. PhD Thesis, Texas A&M University; 2008.
- [46] Mosley, B., Bungey, J., Hulse, R.: Reinforced Concrete design to Eurocod 2, Palgrave Macmillan, New York, 2007

- [47] Park, P., Paulay, T.: Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, New York, 1974.
- [48] Collins MP, Mitchell D, Prestressed concrete structures, New Jersey: Prentice-Hall; 1991
- [49] T. Suresh Babu, M.V. Seshagiri Rao, D. Rama Seshu, Mechanical properties and stress – strain behaviour of self compacting concrete with and without glass fiber, Asian Journal of Civil Engineering, Vol.9, No.5, 2008, pp: 457-472
- [50] Kumar, R., Bhargava, P., Sing, B.: Flexural capacity predictions of self-compacting concrete beams using stress-strain relationship in axial compression: Magazine of Concrete Research, 2011, Vol. 62, No. 1, pp. 49-59
- [51] Prasad MLV, Kumar PR, Oshima T., Development of analytical stress-strain model for glass fiber reinforced self compacting concrete, Int J Mech Solids, 2009; 4(1); pp:25-37
- [52] Leemann, A., Hoffmann, C.: Properties of self-compacting and conventional concrete – differences and similarities: Magazine of Concrete Research, 2005, Vol 57, No. 6, pp. 315-319
- [53] PBAB 87
- [54] Karatas Mehmet, Turk Kazim, Ulucan C. Zulfu; Investigation of bond between lap – spliced steel bar and self – compacting concrete: The role of silica fume; Can. J. Civ. Eng. 2010, Vol.37; pp. 420 – 428
- [55] Katz, A., Properties of concrete made with recycled aggregate from partially hydrated old concrete, Cement and Concrete Research, Vol. 33, 2003,pp: 703-711
- [56] Ignjatović, I., Marinković, S., Mehaničke karakteristike betona na bazi recikliranog agregata, Materijali i konstrukcije, Vol. 52, No. 1, 2009, pp: 40-51
- [57] Marinković, S., Radonjanin, V., Malešev, M., Ignjatović, I.; Comparative environmental assessment of natural and recycled aggregate concrete, Waste Management, Vol. 30, 2010, pp: 2255-2264
- [58] Ignjatović, I., Marinković, S., Savić, A.; Projektovanje sastava betona sa agregatom od recikliranog betona, 4. Internacionalni Naučno-Stručni skup Građevinarstvo – nauka I praksa, Žabljak, 20-24 Februar 2012, pp: 1055-1062
- [59] Yeong-Nain Sheen, Her-Yung Wang, Yi-Ping Juang, Duc-Hien Le: Assessment on the engineering properties of ready-mixed concrete using recycled aggregates, Construction and Building Materials, Vol. 45, 2013, pp: 298-305
- [60] Radonjanin, V., Malešev, M., Marinković, S., Al Maly S. E.; Green recycled aggregate concrete, Construction and Building Materials, Vol. 47, 2013, pp: 1503-1511
- [61] Kou, S. C., Poon, C. S.; Properties of self-compacting concrete prepared with coarse and fine recycled concrete aggregates; Cement & Concrete Composites, Vol. 31, 2009, pp:622-627
- [62] Grdić, J. Z., Topličić-Ćurčić, A. G., Despotović, M. I., Ristić S. N.; Properties od self-compacting concrete prepared with coarse recycled concrete aggregate, Construction and Building Materials, Vol. 24, 2010, pp: 1129-1133
- [63] Radonjanin, V., Malešev, M., Marinković, S.; Mogućnost primene starog betona kao nove vrste agregata u savremenom građevinarstvu, Zaštita materijala, Vol. 51, No. 3, 2010, pp:178-187
- [64] Safiuddin, MD., Salam, A. M., Jumaat Z. M.; Effect of recycled concrete aggregate on the fresh properties of self-consolidating concrete, Archives of Civil and Mechanical Engineering, Vol. XI, No. 4, 2011, pp:1023-1041
- [65] Fakitsas G. C., Papakonstantinou, A. P. E., Kiouisis D. P., Asce, M. A., Savva, A.; Effects of Recycled Concrete Aggregates on the Compressive and Shear Strength of High-Strength Self-Consolidating Concrete, Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 24, No.4, 2012, pp:356-361
- [66] Panda, C. K., Bal, K. P.; Properties of self compacting concrete using recycled coarse aggregate, Procedia Engineering, Vol. 51, 2013, pp: 159-164
- [67] Modani, O. P., Mohitkar, M. V.; Self-compacting concrete with recycled aggregate: A solution for sustainable development, International Journal of Civil and Structural Engineering, Vol. 4, No. 3, 2014, pp:430-440
- [68] Pereira-de-Oliveira, A.L., Nepomuceno, M., Rangel, M.; An eco-friendly self-compacting concrete with recycled coarse aggregates, Informes de la Construcción, Vol. 65, EXTRA-1, 2013, pp: 31-41
- [69] Pereira-de-Oliveira, A.L., Nepomuceno, C.S.M., Castro-Gomes, P.J., Vila, C.F.M.; Permeability properties of self-compacting concrete with coarse recycled aggregates, Construction and Building Materials, Vol. 51, 2014, pp: 113-120
- [70] Seethapathi, M., Senthilkumar, R.R.S., Chinnaraju, K.; Experimental study on high performance self-compacting concrete using recycled aggregate, Journal of Theoretical and Applied Information Technology, Vol. 67, No. 1, 2014, pp:84-90
- [71] Хасановић В., Прорачун армиранобетонских конструкција EUROCODE 2, Грађевински факултет у Сарајеву, Сарајево, 2000

- [72] Аћић М., Паквор А., Перишић Ж., Теорија армиранобетонских и претходнонапрегнутих конструкција, Грађевински факултет – Београд, Институт за материјале и конструкције, Научна књига, Београд, 1983
- [73] Macginley J. T., Choo S. B., Reinforced Concrete – Design Theory and Examples, Second edition, Spon Press, London & New York, 1990
- [74] Thomas T. C. Hsu, Y. L. Mo, Unified Theory of Concrete Structures, University of Houston, USA, 2010
- [75] Olivia, M., Mandal, P., Curvature Ductility Of Reinforced Concrete Beam, Journal Teknik Sipil, Vol. 6, No.1, 2005, pp. 1-13
- [76] Naaman, A.E., Harajli, M.H., Wight, J.K., Analysis of Ductility in Partially Prestressed Concrete Flexural Members, PCI Journal, Vol. 31, No. 3, 1986, pp. 64-87
- [77] Cohn, M.Z., Riva P., Flexural Ductility of Structural Concrete Sections, PCI Journal, 1991, pp. 72-87
- [78] Naaman, A.E., Jeong, S.M., Structural Ductility of Concrete Beams Prestressed with FRP Tendons, Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Proceeding of the Second International RILEM Symposium (FRPRCS-2), E & FN Spon, London, 1995, pp. 379-386
- [79] Sharifi, Y., Maghsoudi, A.A., Rahgozar, R., Ductility of Self-Consolidating Reinforced Concrete Beams, Civil Engineering Infrastructures Journal, Vol. 44, Issue 4., 2010, pp. 497-506
- [80] Cohn, M.Z., Ghosh, S.K., The flexural ductility of reinforced concrete sections, I.A.B.S.E. Pubbl., 1972, Vol. 32 No. 11, pp. 53-81.
- [81] Mendis, P., Plastic hing lengths of normal and high-strength concrete in flexure, Advances in Structural Engineering, Vol. 4, No.4, 2001, pp. 189-195
- [82] Ko, Y. M., Kim. W. S., Kim, K. J., Experimental Study on the Plastic Rotation Capacity of Reinforced High Strength Concrete Beams, Materials and Structures, Vol. 34, June 2001, pp. 302-311
- [83] Hassoun M. N., Al-Manaseer, A., Structural Concrete-Theory and Design, Fourth Edition, John Wiley & Sons, New Jersey, 2008
- [84] Chan W.W.L., The Ultimate Strength and Deformation of Hinges in Reinforced Concrete Frameworks, Magazine of Concrete Research, Vol. 7, No. 21, 1955, pp. 121-132
- [85] I.C.E. Research Committee, Ultimate Load Design of Concrete Structures, Proc. I.C.E (London), Vol. 21, No. 2, 1962, pp. 399-442
- [86] Baker, A. L. L., Ultimate Load Theory Applied to the Design of Reinforced and Prestressed Concrete Frames, Concrete Publications Ltd, London, 1956, 91pp
- [87] Baker A. L. L., Amarakone A. M. N., Inelastic Hyperstatic Frame Analysis, Proceedings International Symposium on the Flexural mechanics of Reinforced Concrete, Miami, ACI SP-12, 1964, pp. 85-142
- [88] Cohn W. G., Petcu V.A., Moment Redistribution and Rotation Capacity of Plastic Hinges in Redundant Reinforced Concrete Beams, Indian Concrete Journal, Vol. 37, No. 8, 1963, pp. 282-290
- [89] Sawyer H. A., Design of Concrete Frames for Two Failure Stages, Proceedings International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, Miami, ACI SP-12, 1964, pp. 405-431
- [90] Mattock A. H., Rotational Capacity of Hinging Regions in Reinforced Concrete Beams, Proceedings International Symposium in the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, Miami, SCI SP-12, 1964, pp. 143-181
- [91] Mattock A. H., Discussion of Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams by W. G. Corley, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 93, ST-2, April 1967, pp. 519-522
- [92] Corley G. W., Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 92, ST-5, October 1966, pp. 121-146
- [93] ACI-ASCE Committee 428, Progress Report On Code Clauses for Limit Design, ACI Journal, Vol. 65, No. 9, 1968, pp. 713-715
- [94] Park P., Ductility of Square-Confined Concrete Columns, Structural Journal, ASCE, Vol. 108, No. ST4, 1982, pp. 929-950
- [95] Paulay T., Priestley M. J. N., Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Structures, John Wiley & Sons, N. Y.N., Brisbane, Toronto, Singapore, 1992
- [96] Lehman D. E., Calderone A. J., Moehle J. P., Behavior and design of slender columns subjected to lateral loading, Proc. of 6th US Nat. Conf. on Earthquake Engineering, EERI, Seattle, Washington, 1998
- [97] Panagiotakos T., Fardis M. N., Deformation of RC members at yielding and Ultimate, ACI Structural Journal, Vol. 98, No. 2, 2001, pp. 135-148

- [98] Fardis M.N., Pinto, P.E., LESSLOSS – Risk mitigation for earthquakes and landslides. “Guidelines for displacement-based design of buildings and bridges”, Report n°5/2007, IUSS Press, Pavia, Italy.
- [99] Bae, S. and Bayrak, O., Plastic hinge length of reinforced concrete columns, *ACI Structural Journal*, 105(3), 2008, pp. 290–300
- [100] Mortezaei A., Ronagh R. H., Plastic hinge length of reinforced concrete columns subjected to both far-fault and near-fault ground motions having forward directivity, *Struct. Design Tall Spec. Build.* 22, 2013 pp. 903–926
- [101] Mortezaei A., Plastic Hinge Length of RC Columns under the Combined Effect of Near-Fault Vertical and Horizontal Ground Motions, *Periodica Polytechnica*, Vol. 58, No. 3, 2014, pp. 243-253
- [102] Gopinath A., Nambiyanna B., Nakul R., Prabhakara R., Parametric Study on Rotation and Plastic Hinge Formation in RC Beams, *Journal of Civil Engineering Technology and Research*, Vol. 2, No. 1, 2014, pp.393-401
- [103] Ricardo N.F. do Carmo, Lopes M.R. Srgio, Available plastic rotation in continuous high-strength concrete beams, *Can. J. Civ. Eng.* Vol. 35, 2008, pp.1152-1162
- [104] Manfredi, G., Some remarks on the size effect on the rotation capacity, Report presented at meeting of CEB TG „Ductility Reinforcement“, Delft, march 24, 1995
- [105] Bigaj, A.J., Structural depending of rotation capacity of plastic hinges in RC beams and slabs, Delft University of Technology, Delft, Netherlands, PhD Thesis, 1999
- [106] Aoyama, H., Design of modern highrise reinforced concrete structures, Imperial College Press, London, 2001
- [107] Kwak, G. H, Filippou, C. F., Finite element analysis of reinforced concrete structures under monotonic loads, Report No. UCB/SEMM-90/14, University of California, Berkeley, 1990
- [108] Yunus, D., Dede T. F., Nonlinear Finite Element Analysis of an R/C Frame Under Lateral Loading, *Mathematical and Computational Applications*, Vol. 16., No. 4, pp. 947-958, 2011
- [109] Vasudevan, G., Kothandaraman, S., Parametric study on Nonlinear Finite Element Analysis on flexural behaviour of RC brams using ANSYS, *International Journal of Civil and Structural Engineering*, Vol. 2, No. 1, pp. 98-111, 2011
- [110] Wahalathantri, B. L., Thambiratnam, D.P., Chan, T.H.T., & Fawzia, S., A material model for flexural crack simulation in reinforced concrete elements using ABAQUS, *Proceedings of the First International Conference on Engineering, Designing and Developing the Built Environment for Sustainable Wellbeing*, Queensland University of Technology, Queensland University of Technology, Brisbane, 2011, pp. 260-264
- [111] Abaqus Analysis User Manual – Abaqus Version
- [112] Hu T.H., Lin M. F., Jan Y. Y., Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete beams strengthened by fiber-reinforced plastics, *Composite Structures*, Vol. 63., pp 271-281, 2004
- [113] Sinaei, H., Shariati, M., Abna, H. A., Aghaei M., Sharatia, A., Evaluation of reinforced concrete beam behaviour using finite element analysis by ABAQUS, *Scientific Research and Essays*, Vol. 7, No.21, pp. 2002-2009, 2012
- [114] Kmiecik, P., Kaminski, M., Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration, *Archives of cilic and Mechanical Engineering*, Vol. 11, No. 3, pp. 623-636, 2011

БИОГРАФИЈА АУТОРА

Мр Бојан К. Милошевић, дипл. инж. грађ. рођен је 07.05.1980. године у Крушевцу. Основну школу завршио је у Трстенику. Средњу Техничку школу, смер нискоградња, завршио је у Крушевцу са одличним успехом као ђак генерације.

Грађевинско-архитектонски факултет у Нишу уписао је 1999. године, где је и дипломирао 12.10.2005. године на конструктивном смеру са просечном оценом 8,30 (осам и 30/100) и оценом 10 (десет) на дипломском раду. Одмах по завршетку редовних студија, школске 2005/2006 уписао је последипломске студије на Грађевинско-архитектонском факултету Универзитета у Нишу, смер Техничка механика и теорија конструкција. Последипломске студије завршио је просечном оценом 9,83 (девет и 83/100) и 20.09.2010. године одбранио магистарски рад под називом: „Анализа граничне носивости линијских система применом методе адаптације“. Ментор магистарског рада била је др Марина Мијалковић, ванредни професор Грађевинско-архитектонског факултета у Нишу.

Професионалну каријеру мр Бојан К. Милошевић дипл. инж. грађ. започео је одмах након дипломирања ангажовањем у настави на Грађевинско-архитектонском факултету у Нишу. На катедри за Техничку механику и теорију конструкција ангажован је у школској 2005/2006, 2006/2007. и 2007/2008. на предметима Техничка механика I, Отпорност материјала и Статика конструкција I. Стално запослење заснива 2008. године у Техничкој школи „23 мај“ у Панчеву, као професор грађевинске групе предмета. Од октобра 2010. године запослен је у Високој грађевинско геодетској школи струковних студија у Београду као предавач на предметима Механика и отпорност материјала, Статика конструкција I и Статика конструкција II.

Аутор је и коаутор радова који су објављени у врхунским међународним часописима, часописима од националног значаја, а коаутор је и два помоћна уџбеника. Излагао је радове на више домаћих и међународних научних и стручних скупова.

Кандидат се активно служи енглеским језиком.

ИЗЈАВА О КОРИШЋЕЊУ

Овлашћујем Универзитетску библиотеку „Никола Тесла“ да у Дигитални репозиторијум Универзитета у Нишу унесе моју докторску дисертацију, под насловом:

Експериментално-теоријска анализа граничних стања линијских носача од самоуграђујућег бетона са рециклираним агрегатом

Дисертацију са свим прилозима предао/ла сам у електронском облику, погодном за трајно архивирање.

Моју докторску дисертацију, унету у Дигитални репозиторијум Универзитета у Нишу, могу користити сви који поштују одредбе садржане у одабраном типу лиценце Креативне заједнице (Creative Commons), за коју сам се одлучио/ла.

1. Ауторство (CC BY)
2. Ауторство – некомерцијално (CC BY-NC)
3. Ауторство – некомерцијално – без прераде (CC BY-NC-ND)
4. Ауторство – некомерцијално – делити под истим условима (CC BY-NC-SA)
5. Ауторство – без прераде (CC BY-ND)
6. Ауторство – делити под истим условима (CC BY-SA)

У Нишу, 07.03.2016

Потпис аутора дисертације:



Бојан К. Милошевић

**ИЗЈАВА О ИСТОВЕТНОСТИ ЕЛЕКТРОНСКОГ И ШТАМПАНОГ ОБЛИКА
ДОКТОРСКЕ ДИСЕРТАЦИЈЕ**

Наслов дисертације:

Експериментално-теоријска анализа граничних стања линијских носача
од самоуграђујућег бетона са рециклираним агрегатом

Изјављујем да је електронски облик моје докторске дисертације, коју сам предао/ла за уношење у Дигитални репозиторијум Универзитета у Нишу, истоветан штампаном облику.

У Нишу, 07.03.2016

Потпис аутора дисертације:



Бојан К. Милошевић

ИЗЈАВА О АУТОРСТВУ

Изјављујем да је докторска дисертација, под насловом
Експериментално-теоријска анализа граничних стања линијских носача од
самоуграђујућег бетона са рециклираним агрегатом

која је одбрањена на Грађевинско-архитектонском факултету Универзитета у Нишу:

- резултат сопственог истраживачког рада;
- да ову дисертацију, ни у целини, нити у деловима, нисам пријављивао/ла на другим факултетима, нити универзитетима;
- да нисам повредио/ла ауторска права, нити злоупотребио/ла интелектуалну својину других лица.

Дозвољавам да се објаве моји лични подаци, који су у вези са ауторством и добијањем академског звања доктора наука, као што су име и презиме, година и место рођења и датум одбране рада, и то у каталогу Библиотеке, Дигиталном репозиторијуму Универзитета у Нишу, као и у публикацијама Универзитета у Нишу.

У Нишу, 07.03.2016

Потпис аутора дисертације:



Бојан К. Милошевић