



УНИВЕРЗИТЕТ У НИШУ  
ГРАЂЕВИНСКО-АРХИТЕКТОНСКИ ФАКУЛТЕТ



**Дарко З. Живковић**

**АНАЛИЗА НАПОНА И ДЕФОРМАЦИЈА  
ФЕРОЦЕМЕНТНИХ КОНСТРУКЦИЈСКИХ  
ЕЛЕМЕНАТА У КОМБИНАЦИЈИ СА  
КОНВЕНЦИОНАЛНО АРМИРАНИМ БЕТОНОМ**

ДОКТОРСКА ДИСЕРТАЦИЈА

Ниш, 2016

---



UNIVERSITY OF NIŠ  
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING  
AND ARCHITECTURE



**Darko Z. Živković**

**ANALYSIS OF STRESS AND STRAIN OF  
FERROCEMENT STRUCTURAL  
ELEMENTS IN COMBINATION WITH  
CONVENTIONALLY REINFORCED CONCRETE**

DOCTORAL DISSERTATION

Niš, 2016

---

**Чланови комисије:**

**доцент, др Предраг Благојевић,**

Грађевинско-архитектонски факултет, Универзитет у Нишу

**доцент, др Слободан Ранковић,**

Грађевинско-архитектонски факултет, Универзитет у Нишу

**доцент, др Бранко Милосављевић,**

Грађевински факултет, Универзитет у Београду

**професор, др Зоран Грдић,**

Грађевинско-архитектонски факултет, Универзитет у Нишу

Датум одбране докторске дисертације:

---

## Подаци о докторској дисертацији

Ментор: др Душан Петковић, редовни професор у пензији,  
Универзитет у Нишу, Грађевинско-архитектонски факултет

Наслов: **АНАЛИЗА НАПОНА И ДЕФОРМАЦИЈА  
ФЕРОЦЕМЕНТНИХ КОНСТРУКЦИЈСКИХ ЕЛЕМЕНАТА  
У КОМБИНАЦИЈИ СА КОНВЕНЦИОНАЛНО  
АРМИРАНИМ БЕТОНОМ**

Резиме: У овом раду проучава се примена фeroцементa (*Ferrocement*) код ојачања армирано бетонских гредних носача изложених претежно савијању. Фeroцемент припада групацији композита на бази цемента, а дефинише се као микроармирани бетон. Истраживан је ефекат ојачања на савијање аплицирањем фeroцементних елемената (трака) на затегнуту страну АБ гредних носача. Циљ овог истраживања је утврђивање могућности примене, оправданости и рационалности употребе фeroцементa као материјала за ојачање армирано бетонских конструкција изложених савијању. Поступак ојачања, примењен у раду, састоји се у спајању армирано бетонског носача и претходно израђене фeroцементне траке лепљењем, употребом адхезивног епокси-малтера. Као метод научног истраживања коришћена је комбинација аналитичких, експерименталних и нумеричких истраживања. Експериментална истраживања спроведена су на АБ гредним носачима ојачаним са четири типа фeroцементних елемената, уз пратећа испитивања неојачаних (контролних) АБ носача. Истражено је понашање експерименталних модела под утицајем краткотрајног статичког оптерећења које изазива чисто савијање. Дата је аналитичка формулација проблема и урађена нумеричка нелинеарна анализа применом МКЕ, које су верификоване експериментално добијеним резултатима. Третирана је проблематика граничних стања носивости и употребљивости гредних носача.

Научна област: Грађевинарство  
Научна дисциплина: Бетонске конструкције

Кључне речи: ојачање, микроармирани бетон, фeroцемент, АБ гредни носачи, савијање, испитивање, нумеричка нелинеарна анализа, МКЕ.

УДК: 624.072.2:666.982(043.3)

CERIF класификација: Т 220

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

## Data on Doctoral Dissertation

Doctoral Supervisor: dr Dušan Petković, redovni profesor u penziji,  
University of Niš, Faculty of Civil Engineering and Architecture

Title: **ANALYSIS OF STRESS AND STRAIN OF FERROCEMENT  
STRUCTURAL ELEMENTS IN COMBINATION WITH  
CONVENTIONALLY REINFORCED CONCRETE**

Abstract: This thesis deals with the implementation of *Ferrocement* for strengthening of reinforced concrete beams exposed mainly to flexure. Ferrocement belongs to the group of cement-based composites, and it is defined as micro-reinforced concrete. An effect of flexural strengthening was studied, through application of ferrocement elements (strips) on the tensed side of RC beams. The goal of this research is finding potential of application, feasibility and cost-effectiveness of usage of ferrocement as a material for strengthening of RC structures exposed to flexure. The strengthening procedure, implemented in the thesis, consists of joining the reinforced concrete beam and previously produced ferrocement strip by adhesion, using adhesive epoxy-mortar. The scientific research method was a combination of analytical, experimental and numerical research. Experimental researches were conducted on RC beams strengthened with four types of ferrocement elements, with the accompanying research of non-reinforced (control) RC beams. Behavior of experimental models under the action of short-term static load causing pure flexure was researched. An analytical formulation of the problem was provided and a numerical non-linear analysis using FEM was performed, and verified by experimentally obtained results. The issues of limit states of strength and serviceability of beams were treated.

Scientific Field: Civil engineering  
Scientific Discipline: Concrete structures

Key Words: strengthening, micro-reinforced concrete, ferrocement, RC beams, flexure, testing, numerical non-linear analysis, FEM.

UDC: 624.072.2:666.982(043.3)

CERIF Classification: T 220

Creative Commons License Type: **CC BY-NC**

# САДРЖАЈ

ЛИСТА СЛИКА .....	VI
ЛИСТА ТАБЕЛА .....	XIV
<b>1. УВОД</b> .....	1
<b>1.1. Армирани бетон данас</b> .....	1
<b>1.2. Предмет истраживачког рада</b> .....	1
<b>1.3. Циљеви истраживачког рада</b> .....	4
<b>1.4. Методологија истраживачког рада</b> .....	5
1.4.1. Аналитичка истраживања .....	5
1.4.2. Експериментална истраживања .....	5
1.4.3. Нумеричка истраживања .....	5
<b>1.5. Делокруг истраживачког рада</b> .....	6
<b>2. ФЕРОЦЕМЕНТ - ПРЕГЛЕД ЛИТЕРАТУРЕ</b> .....	7
<b>2.1. Техничка регулатива везана за фeroцемент</b> .....	7
<b>2.2. Композити на бази цемента</b> .....	8
<b>2.3. Фeroцемент као припадник групације микроармираних композита</b> .....	9
<b>2.4. Фeroцемент - историјски осврт и дефиниција</b> .....	11
<b>2.5. Својства материјала за израду фeroцементa</b> .....	12
2.5.1. Матрица .....	12
2.5.2. Арматура .....	16
<b>2.6. Распоред материјала у композиту</b> .....	19
<b>2.7. Практичне препоруке при пројектовању</b> .....	20
<b>2.8. Извођење конструкцијских елемената од фeroцементa</b> .....	21
2.8.1. Метода скелетне арматуре (арматурни систем) .....	22
2.8.2. Метода (систем) затворене оплате .....	23
2.8.3. Метода (систем) интегралне оплате .....	23
2.8.4. Метода (систем) отворене оплате .....	24
<b>2.9. Карактеристике фeroцементa наспрам конвенционално армираног бетона</b> .....	25
2.9.1. Фeroцемент – конвенционално армиран бетон → сличности .....	25
2.9.2. Фeroцемент – конвенционално армиран бетон → разлике .....	25
2.9.2.1. Разлике у физичким карактеристикама .....	25
2.9.2.2. Разлике у механичким карактеристикама .....	26
2.9.2.3. Разлике у обради, изради, одржавању и поправкама .....	26
<b>2.10. Ознаке, дефиниције и параметри арматуре фeroцементних конструкцијских елемената</b> .....	27
2.10.1. Терминологија .....	27
2.10.2. Дефиниције .....	28
2.10.3. Параметри арматуре .....	29
2.10.3.1. Запремински удео арматуре $V_f$ .....	29
2.10.3.2. Специфична површина арматуре $S_r$ .....	30
2.10.3.3. Ефективна површина попречног пресека арматуре $A_s$ .....	31
2.10.3.4. Ефективни модул еластичности арматуре .....	32

<b>2.11. Критеријуми за прорачун</b> .....	33
<b>2.12. Главни приступи прорачуну</b> .....	34
2.12.1. <i>USD, LSD</i> или <i>LRFD</i> .....	34
2.12.2. <i>WSD</i> или <i>ASD</i> .....	36
2.12.3. Препоруке домаће регулативе .....	37
<b>2.13. Прорачун у односу на експлоатациона дејства</b> .....	39
2.13.1. Допуштени напони под максималним експлоатационим дејством .....	39
2.13.2. Максимална ширина прслине .....	40
2.13.3. Замор материјала .....	41
2.13.4. Трајност и постојаност на утицај корозије .....	42
2.13.5. Ограничење извијања .....	42
<b>2.14. Фероцементни елементи оптерећени на савијање – извод из теорије</b> .....	43
2.14.1. Увод у теоретске принципе .....	43
2.14.2. Типичан дијаграм момент-кривина .....	45
2.14.3. Методе прорачуна елемената напрегнутих на савијање од експлоатационог дејства .....	46
2.14.3.1. Формула савијања за пресек без прслине .....	46
2.14.3.2. Метода трансформисане површине за пресек са прслином .....	48
2.14.3.3. Метода равнотеже и компатибилности дилатација за пресек са прслином .....	50
2.14.4. Методе прорачуна номиналне носивости на чисто савијање .....	50
2.14.4.1. Метода компатибилности .....	50
2.14.4.2. Поједностављена метода базирана на течењу арматуре услед затезања .....	52
2.14.4.3. Поједностављена метода употребом пластичног момента .....	53
2.14.4.4. Поједностављена метода употребом помоћног дијаграма .....	54
2.14.5. Предвиђање ширине прслина при чистом савијању .....	55
2.14.5.1. Статичко или монотono дејство .....	55
2.14.5.2. Циклично дејство на замор .....	56
<b>3. АНАЛИТИЧКИ ПРОРАЧУН АБ ГРЕДА У КОМБИНАЦИЈИ СА ФЕРОЦЕМЕНТОМ</b> .....	57
<b>3.1. АБ гредe оптерећене на чисто савијање ојачане фероцементним елементима – увод</b> .....	57
<b>3.2. Полазне претпоставке</b> .....	58
<b>3.3. Прорачун АБ пресека оптерећеног на чисто савијање ојачаног фероцементном траком</b> .....	59
<b>3.4. Анализа попречног пресека АБ гредe ојачане фероцементном траком – једначине равнотеже</b> .....	60
<b>3.5. Усвојени модели материјала</b> .....	63
3.5.1. Модел бетона .....	63
3.5.2. Модел челика за конвенционалну арматуру .....	64
3.5.3. Модел цементне матрице фероцемента .....	65
3.5.4. Модел челика за микроарматуру фероцемента .....	66
<b>3.6. Фазе стања напона у попречном пресеку неојачаног АБ гредног носача током оптерећења до фазе лома</b> .....	67
3.6.1. Стање напона пре појаве прслина (фаза I) .....	68
3.6.2. Стање напона у тренутку појаве прве прслине у армираном бетону (фаза II) .....	69
3.6.3. Стање напона пре појаве великих издужења (течења) конвенционалне арматуре (фаза III) .....	70
3.6.4. Стање напона у тренутку појаве великих издужења (течења) конвенционалне арматуре (фаза IV) .....	71
3.6.5. Стање напона након појаве великих издужења (течења) конвенционалне арматуре (фаза V) .....	72

<b>3.7. Фазе стања напона у попречном пресеку ојачаног АБ гредног носача током оптерећења до фазе лома</b> .....	73
3.7.1. Стање напона пре појаве прслина (фаза I) .....	74
3.7.2. Стање напона у тренутку појаве прве прслине у цементној матрици фероцемента (фаза I-a) .....	75
3.7.3. Стање напона у тренутку појаве прве прслине у армираном бетону (фаза II) .....	76
3.7.4. Стање напона пре појаве великих издужења (течења) микроарматуре фероцемента (фаза II-a) .....	77
3.7.5. Стање напона у тренутку појаве великих издужења (течења) микроарматуре фероцемента (фаза II-б) .....	78
3.7.6. Стање напона након појаве великих издужења (течења) микроарматуре фероцемента (фаза II-в) .....	79
3.7.7. Стање напона пре појаве појаве великих издужења (течења) конвенционалне арматуре (фаза III) .....	80
3.7.8. Стање напона у тренутку појаве великих издужења (течења) конвенционалне арматуре (фаза IV) .....	81
3.7.9. Стање напона након појаве великих издужења (течења) конвенционалне арматуре (фаза V) .....	82
<b>3.8. Процес прорачуна номиналне носивости на савијање АБ гредног носача ојачаног фероцементном траком (плочом)</b> .....	83
3.8.1. Усвајање геометријских карактеристика пресека фероцементне траке за ојачање АБ носача .....	83
3.8.2. Дефинисање параметара микроарматуре .....	84
3.8.3. Дефинисање параметара цементне матрице .....	84
3.8.4. Дефинисање модула еластичности ФЦ композита .....	84
3.8.5. Дефинисање параметара конвенционалне арматуре .....	85
3.8.6. Дефинисање параметара бетона .....	85
3.8.7. Дефинисање модула еластичности АБ композита .....	85
3.8.8. Прорачун номиналне носивости на савијање ојачане АБ греде употребом методе компатибилности .....	86
3.8.9. Прорачун номиналне носивости на савијање ојачане АБ греде употребом поједностављене методе базиране на течењу арматуре услед затезања .....	88
3.8.10. Утврђивање степена ојачања АБ греде фероцементном траком (плочом) .....	90
<b>4. ЕКСПЕРИМЕНТАЛНА ИСТРАЖИВАЊА</b> .....	91
<b>4.1. Опште напомене</b> .....	91
<b>4.2. Програм експерименталних истраживања</b> .....	91
<b>4.3. Избор геометрије армирано бетонских носача</b> .....	92
<b>4.4. Избор геометрије фероцементних елемената</b> .....	93
<b>4.5. Начин израде армирано бетонских носача, фероцементних елемената и пробних узорка</b> .....	96
4.5.1. Начин израде армирано бетонских носача .....	96
4.5.2. Начин израде фероцементних елемената .....	101
4.5.3. Начин израде пробних узорка .....	106
4.5.3.1. Пробни узорци за бетон .....	106
4.5.3.2. Пробни узорци за конвенционалну арматуру .....	107
4.5.3.3. Пробни узорци за цементну матрицу .....	107
4.5.3.4. Пробни узорци за микроарматуру .....	108
<b>4.6. Процедура испитивања пробних узорка</b> .....	109
4.6.1. Механичке карактеристике бетона .....	109
4.6.1.1. Испитивање чврстоће бетона при притиску .....	110
4.6.1.2. Испитивање чврстоће бетона на затезање савијањем .....	112
4.6.1.3. Одређивање статичког модула еластичности бетона .....	113



4.6.2.	Механичке карактеристике конвенционалне арматуре .....	115
4.6.3.	Механичке карактеристике цементног малтера .....	117
4.6.3.1.	Испитивање чврстоће цементног малтера при притиску .....	118
4.6.3.2.	Испитивање чврстоће цементног малтера на затезање савијањем .....	120
4.6.4.	Механичке карактеристике микроарматуре .....	122
4.6.5.	"Pull-off" тест .....	124
<b>4.7.</b>	<b>Методологија и варијанте ојачања АБ носача</b>	
	<b>фероцементним елементима</b> .....	126
4.7.1.	Методологија ојачања АБ носача .....	126
4.7.2.	Варијанте ојачања АБ носача .....	131
<b>4.8.</b>	<b>Мерни инструменти коришћени за испитивање носача</b> .....	132
4.8.1.	Поставка мерних инструмената .....	132
4.8.2.	Мерна опрема .....	134
4.8.2.1.	Индуктивни претварачи померања .....	134
4.8.2.2.	Електро отпорни екстензометри (мерне траке) .....	135
4.8.2.3.	Пратећа опрема .....	137
4.8.2.4.	Мерно-аквизицијски системи .....	138
<b>4.9.</b>	<b>Процедура испитивања носача</b> .....	139
<b>5.</b>	<b>РЕЗУЛТАТИ И АНАЛИЗА ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИХ ИСТРАЖИВАЊА</b>	
	<b>ГРЕДНИХ НОСАЧА</b> .....	141
<b>5.1.</b>	<b>Опште напомене</b> .....	141
<b>5.2.</b>	<b>Резултати експерименталних истраживања</b> .....	141
5.2.1.	Експериментални модел К-1 .....	142
5.2.2.	Експериментални модел К-2 .....	144
5.2.3.	Експериментални модел К-3 .....	146
5.2.4.	Експериментални модели типа К .....	148
5.2.5.	Експериментални модел I-1 .....	149
5.2.6.	Експериментални модел I-2 .....	152
5.2.7.	Експериментални модел I-3 .....	155
5.2.8.	Експериментални модели типа I .....	158
5.2.9.	Експериментални модел II-1 .....	159
5.2.10.	Експериментални модел II-2 .....	162
5.2.11.	Експериментални модел II-3 .....	165
5.2.12.	Експериментални модели типа II .....	168
5.2.13.	Експериментални модел III-1 .....	169
5.2.14.	Експериментални модел III-2 .....	172
5.2.15.	Експериментални модел III-3 .....	175
5.2.16.	Експериментални модели типа III .....	178
5.2.17.	Експериментални модел IV-1 .....	179
5.2.18.	Експериментални модел IV-2 .....	182
5.2.19.	Експериментални модел IV-3 .....	185
5.2.20.	Експериментални модели типа IV .....	188
<b>5.3.</b>	<b>Анализа резултата експерименталних истраживања</b> .....	189
5.3.1.	Анализа угиба експерименталних гредних модела .....	189
5.3.2.	Анализа крутости на савијање експерименталних гредних модела .....	192
5.3.3.	Анализа живости експерименталних гредних модела .....	197
5.3.4.	Анализа дуктилности експерименталних гредних модела .....	201
5.3.4.1.	Одређивање дуктилности на бази деформације носача .....	201
5.3.4.2.	Одређивање дуктилности на бази апсорбоване енергије .....	201
5.3.5.	Анализа дилатација у челичној арматури .....	203
5.3.6.	Анализа дилатација у фероцементу .....	205
5.3.7.	Анализа дилатација у бетону .....	206
5.3.8.	Анализа ширине прслина у бетону и фероцементу .....	208

5.3.9.	Стање прслина експерименталних гредних модела .....	210
5.3.9.1.	Мапа прслина експерименталних модела типа К .....	211
5.3.9.2.	Мапа прслина експерименталних модела типа I .....	212
5.3.9.3.	Мапа прслина експерименталних модела типа II .....	213
5.3.9.4.	Мапа прслина експерименталних модела типа III .....	214
5.3.9.5.	Мапа прслина експерименталних модела типа IV .....	215
5.3.10.	Механизам лома експерименталних гредних модела .....	216
5.3.10.1.	Механизам лома неојачаних експерименталних гредних модела .....	216
5.3.10.2.	Механизам лома ојачаних експерименталних гредних модела .....	218
<b>6.</b>	<b>НУМЕРИЧКИ ПОСТУПАК МОДЕЛИРАЊА ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИХ МОДЕЛА .....</b>	<b>221</b>
6.1.	Уводне напомене .....	221
6.2.	Усвојене карактеристике конститутивних материјала експерименталних модела .....	222
6.2.1.	Бетон .....	222
6.2.2.	Челична армиатура .....	225
6.2.3.	Цементна матрица .....	225
6.2.4.	Микроармиатура .....	226
6.2.5.	Адхезивни малтер .....	227
6.3.	Типови усвојених коначних елемената .....	227
6.4.	Мрежа коначних елемената .....	229
6.5.	Усвојени прорачунски модели испитиваних гредних елемената .....	231
6.6.	Резултати нумеричке анализе .....	233
6.6.1.	Упоредни резултати експерименталне и нумеричке анализе .....	233
6.6.1.1.	Угиб гредних модела .....	233
6.6.1.2.	Дилатације у затегнутом бетону гредних модела .....	238
6.6.1.3.	Прелине гредних модела .....	241
<b>7.</b>	<b>ЗАКЉУЧНА ДИСКУСИЈА .....</b>	<b>243</b>
7.1.	Дискусија резултата и закључци спроведених истраживања .....	243
7.2.	Препоруке и смернице за будућа истраживања .....	247
	<b>ЛИТЕРАТУРА .....</b>	<b>249</b>
	<b>БИОГРАФИЈА АУТОРА .....</b>	<b>253</b>

## ЛИСТА СЛИКА

Слика 1.1 –	Шема структуре тезе .....	3
Слика 2.1 –	Припадници групације конструкцијских бетона (Naaman, 2000) .....	8
Слика 2.2 –	Скица фeroцементног елемента .....	9
Слика 2.3 –	Фeroцемент као припадник групације микроармираних композита .....	10
Слика 2.4 –	Аутор идеје: Joseph Louis Lambot .....	11
Слика 2.5 –	Типични попречни пресеци елемената од фeroцементa (Naaman, 2000) .....	19
Слика 2.6 –	Препоруке при пројектовању (Naaman, 2000), (IFS Committee 10, 2001) .....	20
Слика 2.7 –	Метода скелетне арматуре (арматурни систем) (Naaman, 2000).....	22
Слика 2.8 –	Метода (систем) затворене оплате (Naaman, 2000).....	23
Слика 2.9 –	Метода (систем) интегралне оплате (Naaman, 2000) .....	23
Слика 2.10 –	Метода (систем) отворене оплате (Naaman, 2000).....	24
Слика 2.11 –	Дијаграми граничних напона и деформација попречног пресека елемента од фeroцементa напрегнутог савијањем (ЈУС ТП 22, 2002) .....	37
Слика 2.12 –	Шематски дијаграм момент-кривина фeroцементног пресека (Naaman, 2000) .....	45
Слика 2.13 –	Пресек без прслине напрегнут на савијање (претпостављено линеарно еластично понашање композита) (Naaman, 2000) .....	46
Слика 2.14 –	Пресек са прслином напрегнут на савијање (композит линеарно еластичан) (Naaman, 2000) .....	48
Слика 2.15 –	Претпостављене силе и дилатације при номиналној носивости на чисто савијање фeroцементног пресека (у сагласности са АСI Code) (Naaman, 2000) .....	51
Слика 2.16 –	Претпостављени напони у фeroцементном пресеку за срачунавање пластичног момента (Naaman, 2000) .....	53
Слика 2.17 –	Дијаграм за одређивање номиналне носивости на чисто савијање (Naaman, Hontgich, 1986).....	54
Слика 3.1 –	Теоретска расподела дилатација и напона неојачане АБ греде оптерећене на чисто савијање .....	59
Слика 3.2 –	Претпостављена расподела дилатација и напона ојачане АБ греде оптерећене на чисто савијање .....	59
Слика 3.3 –	Еквивалентни напон притиска у бетону (Collins, Mitchell, 1987) .....	61
Слика 3.4 –	Дијаграми дилатација и напона при чистом савијању – у затегнутој зони армирани бетон као еластичан, фeroцемент као пластичан материјал .....	62
Слика 3.5 –	Усвојена веза напона и дилатација бетона у притиснутој зони (Collins, Mitchell, 1987) .....	63
Слика 3.6 –	Усвојена веза напона и дилатација челика за конвенционалну арматуру .....	64
Слика 3.7 –	Усвојена веза напона и дилатација цементне матрице фeroцементa (Naaman, 2000) .....	65
Слика 3.8 –	Усвојена веза напона и дилатација челика за микроарматуру фeroцементa (Naaman, 2000) .....	66
Слика 3.9 –	Предвиђена напонска стања неојачане АБ греде .....	67
Слика 3.10 –	Неојачана АВ греда- расподела дилатација, напона и сила у пресеку – фаза I .....	68
Слика 3.11 –	Неојачана АВ греда- расподела дилатација, напона и сила у пресеку – фаза II .....	69
Слика 3.12 –	Неојачана АВ греда- расподела дилатација, напона и сила у пресеку – фаза III .....	70
Слика 3.13 –	Неојачана АВ греда- расподела дилатација, напона и сила у пресеку – фаза IV .....	71

Слика 3.14 –	Неојачана АВ греда- расподела дилатација, напона и сила у пресеку – фаза V .....	72
Слика 3.15 –	Предвиђена напонска стања ојачане АВ греде .....	73
Слика 3.16 –	Ојачана АВ греда- расподела дилатација, напона и сила у пресеку – фаза I .....	74
Слика 3.17 –	Ојачана АВ греда- расподела дилатација, напона и сила у пресеку – фаза I-a .....	75
Слика 3.18 –	Ојачана АВ греда- расподела дилатација, напона и сила у пресеку – фаза II .....	76
Слика 3.19 –	Ојачана АВ греда- расподела дилатација, напона и сила у пресеку – фаза II-a .....	77
Слика 3.20 –	Ојачана АВ греда- расподела дилатација, напона и сила у пресеку – фаза II-б .....	78
Слика 3.21 –	Ојачана АВ греда- расподела дилатација, напона и сила у пресеку – фаза II-в .....	79
Слика 3.22 –	Ојачана АВ греда- расподела дилатација, напона и сила у пресеку – фаза III .....	80
Слика 3.23 –	Ојачана АВ греда- расподела дилатација, напона и сила у пресеку – фаза IV .....	81
Слика 3.24 –	Ојачана АВ греда- расподела дилатација, напона и сила у пресеку – фаза V .....	82
Слика 3.25 –	Усвајање геометријских карактеристика фeroцементног пресека .....	83
Слика 3.26 –	Претпостављене силе и дилатације при номиналној носивости на чисто савијање АВ пресека ојачаног фeroцементном траком (у сагласности са ACI Code) .....	86
Слика 3.27 –	Претпостављене силе и дилатације при номиналној носивости на чисто савијање АВ пресека ојачаног фeroцементном траком (у сагласности са ACI Code) .....	88
Слика 4.1 –	Избор геометрије АВ носача (распон, облик попречног пресека, начин армирања) .....	92
Слика 4.2 –	Идеја ојачања АВ носача фeroцементном траком .....	93
Слика 4.3 –	Фeroцементна трака тип I .....	94
Слика 4.4 –	Фeroцементна трака тип II .....	94
Слика 4.5 –	Фeroцементна трака тип III .....	95
Слика 4.6 –	Фeroцементна трака тип IV .....	95
Слика 4.7 –	Припрема оплате за израду АВ носача .....	96
Слика 4.8 –	Припрема оплате за израду АВ носача .....	96
Слика 4.9 –	Припрема арматуре за израду АВ носача .....	97
Слика 4.10 –	Припрема подужних арматурних профила за постављање мерних трака .....	97
Слика 4.11 –	Лепљење мерних трака на арматурне профиле .....	97
Слика 4.12 –	Заштита мерних трака од физичких оштећења током бетонирања .....	98
Слика 4.13 –	Припремљена арматура са дистанцерима .....	98
Слика 4.14 –	Постављање арматуре у оплату пред уградњу бетона .....	98
Слика 4.15 –	Припрема бетона у мешалици .....	99
Слика 4.16 –	Припрема бетона за транспорт до оплате .....	99
Слика 4.17 –	Процес уградње бетона .....	99
Слика 4.18 –	Процес уградње бетона .....	99
Слика 4.19 –	Коначни изглед греда у оплати .....	100
Слика 4.20 –	Коначни изглед греда у оплати .....	100
Слика 4.21 –	Коначни изглед греда ван оплате .....	100
Слика 4.22 –	Коначни изглед греда ван оплате .....	100
Слика 4.23 –	Припрема микроарматуре .....	101
Слика 4.24 –	Изглед дрвене оплате .....	101
Слика 4.25 –	Агрегат матрице (песак) .....	102

Слика 4.26 – Припрема мешавине .....	102
Слика 4.27 – Додатак суперпластификатора .....	102
Слика 4.28 – Справљена цементна матрица .....	102
Слика 4.29 – Припрема оплате .....	103
Слика 4.30 – Микроарматура у оплати .....	103
Слика 4.31 – Наношење малтера у оплату .....	103
Слика 4.32 – Уградња матрице "утискивањем" уз вибрирање оплате .....	103
Слика 4.33 – Коначни изглед фeroцементних елемената у оплати .....	104
Слика 4.34 – Заштита горње површине фeroцементна у оплати од испаривања .....	104
Слика 4.35 – Демонтажа дрвене оплате .....	104
Слика 4.36 – Фeroцементни елементи ван оплате .....	105
Слика 4.37 – Нега фeroцементних елемената влажењем .....	105
Слика 4.38 – Умотавање фeroцементних елемената у најлон .....	105
Слика 4.39 – Пробне епрувете облика коцке .....	106
Слика 4.40 – Пробне епрувете облика коцке и призме .....	106
Слика 4.41 – Пробне епрувете облика цилиндра .....	106
Слика 4.42 – Пробни узорци конвенционалне арматуре .....	107
Слика 4.43 – Пробне епрувете облика призме .....	107
Слика 4.44 – Пробне епрувете облика призме .....	107
Слика 4.45 – Пробни узорци појединачних жица .....	108
Слика 4.46 – Пробни узорци рабиц мреже .....	108
Слика 4.47 – Нега пробних узорака (епрувета) у води пре испитивања .....	109
Слика 4.48 – Лом под притиском коцке у преси .....	110
Слика 4.49 – Очитавање мерених вредности .....	110
Слика 4.50 – Дијаграм чврстоће бетона при притиску у функцији времена .....	111
Слика 4.51 – Епрувета облика призме пре наношења оптерећења .....	112
Слика 4.52 – Лом епрувете облика призме након наношења оптерећења .....	112
Слика 4.53 – Диспозиција узорака за испитивање односа $\sigma$ - $\epsilon$ .....	113
Слика 4.54 – Изглед епрувета након лома под аксијалном силом притиска .....	113
Слика 4.55 – Дијаграми напон-дилатација ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) за једноаксијални притисак мерен на цилиндричним пробним узорцима .....	114
Слика 4.56 – Испитивање челичне арматуре на кидалици .....	115
Слика 4.57 – Изглед епрувета након премашене затезне чврстоће (након кидања) .....	115
Слика 4.58 – Дијаграм Р- $\Delta$ челичне ребрасте арматуре типа Б500Б .....	116
Слика 4.59 – Пробни узорци (епрувете) цементног малтера пре испитивања .....	117
Слика 4.60 – Испитивање узорка у преси на чврстоћу при притиску .....	118
Слика 4.61 – Лом узорка под притиском .....	118
Слика 4.62 – Дијаграм чврстоће цементног малтера при притиску у функцији времена .....	119
Слика 4.63 – Епрувета облика призме пре наношења оптерећења .....	120
Слика 4.64 – Лом епрувете облика призме након наношења оптерећења .....	120
Слика 4.65 – Дијаграм чврстоће цементног малтера на затезање савијањем у функцији времена .....	121
Слика 4.66 – Испитивање узорака појединачних жица на кидалици .....	122
Слика 4.67 – Испитивање узорака рабиц мреже на кидалици .....	122
Слика 4.68 – Дијаграм Р- $\Delta$ појединачних жица електрозаварене мреже од челичне поцинковане жице (рабиц мрежа), пречника просечно $\varnothing 0,65\text{mm}$ .....	123
Слика 4.69 – Припрема узорака за "Pull-of" тест усецањем кроз фeroцементно ојачање .....	124
Слика 4.70 – Челични елементи залепљени на узорке ради аплицирања силе чупања .....	124
Слика 4.71 – Изглед ојачаног носача на месту чупања узорка .....	125
Слика 4.72 – Изглед узорка након чупања, уочљиво одвајање по бетону .....	125
Слика 4.73 – Адхезивни епокси-малтер "SX 481 E" произвођача "MC-Bauchemie" .....	126

Слика 4.74 –	Справљање епокси-малтера .....	129
Слика 4.75 –	Справљање епокси-малтера .....	129
Слика 4.76 –	Наношење епокси-малтера на АБ греду .....	129
Слика 4.77 –	Наношење епокси-малтера на фeroцементну траку .....	129
Слика 4.78 –	Спајање АБ носача и фeroцементне траке .....	130
Слика 4.79 –	Одстрањивање вишка епокси-малтера у спојници .....	130
Слика 4.80 –	Коначни изглед ојачаних и контролних АБ носача .....	130
Слика 4.81 –	Распоред мерних инструмената на неојачаном АБ носачу .....	132
Слика 4.82 –	Распоред мерних инструмената на ојачаном АБ носачу .....	133
Слика 4.83 –	Положај угибомера U1 у половини распона носача .....	134
Слика 4.84 –	Положај угибомера U2 (U3) изнад ослонаца носача .....	134
Слика 4.85 –	Положај дилатомера D1, D2, D3 у половини распона носача .....	135
Слика 4.86 –	Мерне траке ( $l=6\text{mm}$ ) на конвенционалној арматури .....	135
Слика 4.87 –	Заштита мерних трака и извода за каблове на конвенционалној арматури од евентуалних оштећења у току бетонирања носача .....	136
Слика 4.88 –	Мерне траке ( $l=50\text{mm}$ ) на бетону .....	136
Слика 4.89 –	Електронски динамометар НВМ U2A .....	137
Слика 4.90 –	Положај електронског динамометра на експерименталном моделу .....	137
Слика 4.91 –	Прибор за визуално праћење прслина .....	137
Слика 4.92 –	Мерно-аквизицијски системи MGCplus и SPIDER 8, повезани на рачунар .....	138
Слика 4.93 –	Диспозиција једног од испитиваних експерименталних модела .....	139
Слика 4.94 –	Фаза лома једног од испитиваних експерименталних модела .....	140
Слика 5.1 –	Експериментални модел K-1 пре наношења оптерећења .....	142
Слика 5.2 –	Експериментални модел K-1 након фазе лома .....	142
Слика 5.3 –	Распоред мерних инструмената на експерименталном моделу K-1 .....	142
Слика 5.4 –	Дијаграм угиба, мерених у половини распона модела K-1 .....	143
Слика 5.5 –	Дилатације у бетону модела K-1, мерене на MT3, D1, D2 и D3 .....	143
Слика 5.6 –	Дилатације у челичној арматури модела K-1, мерене на MT1 .....	143
Слика 5.7 –	Експериментални модел K-2 пре наношења оптерећења .....	144
Слика 5.8 –	Експериментални модел K-2 након фазе лома .....	144
Слика 5.9 –	Распоред мерних инструмената на експерименталном моделу K-2 .....	144
Слика 5.10 –	Дијаграм угиба, мерених у половини распона модела K-2 .....	145
Слика 5.11 –	Дилатације у бетону модела K-2, мерене на MT3, D1, D2 и D3 .....	145
Слика 5.12 –	Дилатације у челичној арматури модела K-2, мерене на MT1 и MT2 .....	145
Слика 5.13 –	Експериментални модел K-3 пре наношења оптерећења .....	146
Слика 5.14 –	Експериментални модел K-3 након фазе лома .....	146
Слика 5.15 –	Распоред мерних инструмената на експерименталном моделу K-3 .....	146
Слика 5.16 –	Дијаграм угиба, мерених у половини распона модела K-3 .....	147
Слика 5.17 –	Дилатације у бетону модела K-3, мерене на MT3, D1, D2 и D3 .....	147
Слика 5.18 –	Дилатације у челичној арматури модела K-3, мерене на MT1 .....	147
Слика 5.19 –	Дијаграми угиба, мерених у половинама распона модела серије K .....	148
Слика 5.20 –	Силе лома, измерене на моделима серије K .....	148
Слика 5.21 –	Експериментални модел I-1 пре наношења оптерећења .....	149
Слика 5.22 –	Експериментални модел I-1 након фазе лома .....	149
Слика 5.23 –	Распоред мерних инструмената на експерименталном моделу I-1 .....	149
Слика 5.24 –	Дијаграм угиба, мерених у половини распона модела I-1 .....	150
Слика 5.25 –	Дилатације у бетону модела I-1, мерене на MT3, D2 и D3 .....	150
Слика 5.26 –	Дилатације у челичној арматури модела I-1, мерене на MT1 .....	151
Слика 5.27 –	Дилатације у фeroцементу модела I-1, мерене на D1 .....	151
Слика 5.28 –	Експериментални модел I-2 пре наношења оптерећења .....	152
Слика 5.29 –	Експериментални модел I-2 након фазе лома .....	152
Слика 5.30 –	Распоред мерних инструмената на експерименталном моделу I-2 .....	152
Слика 5.31 –	Дијаграм угиба, мерених у половини распона модела I-2 .....	153
Слика 5.32 –	Дилатације у бетону модела I-2, мерене на MT3, D2 и D3 .....	153

Слика 5.33 – Дилатације у челичној арматури модела I-2, мерене на МТ1 и МТ2 .....	154
Слика 5.34 – Дилатације у фероцементу модела I-2, мерене на D1 .....	154
Слика 5.35 – Експериментални модел I-3 пре наношења оптерећења .....	155
Слика 5.36 – Експериментални модел I-3 након фазе лома .....	155
Слика 5.37 – Распоред мерних инструмената на експерименталном моделу I-3 .....	155
Слика 5.38 – Дијаграм угиба, мерених у половини распона модела I-3 .....	156
Слика 5.39 – Дилатације у бетону модела I-3, мерене на МТ3, D2 и D3 .....	156
Слика 5.40 – Дилатације у челичној арматури модела I-3, мерене на МТ1 .....	157
Слика 5.41 – Дилатације у фероцементу модела I-3, мерене на D1 .....	157
Слика 5.42 – Дијаграми угиба, мерених у половинама распона модела серије I .....	158
Слика 5.43 – Силе лома, измерене на моделима серије I .....	158
Слика 5.44 – Експериментални модел II-1 пре наношења оптерећења .....	159
Слика 5.45 – Експериментални модел II-1 након фазе лома .....	159
Слика 5.46 – Распоред мерних инструмената на експерименталном моделу II-1 .....	159
Слика 5.47 – Дијаграм угиба, мерених у половини распона модела II-1 .....	160
Слика 5.48 – Дилатације у бетону модела II-1, мерене на МТ3, D2 и D3 .....	160
Слика 5.49 – Дилатације у челичној арматури модела II-1, мерене на МТ1 .....	161
Слика 5.50 – Дилатације у фероцементу модела II-1, мерене на D1 .....	161
Слика 5.51 – Експериментални модел II-2 пре наношења оптерећења .....	162
Слика 5.52 – Експериментални модел II-2 након фазе лома .....	162
Слика 5.53 – Распоред мерних инструмената на експерименталном моделу II-2 .....	162
Слика 5.54 – Дијаграм угиба, мерених у половини распона модела II-2 .....	163
Слика 5.55 – Дилатације у бетону модела II-2, мерене на МТ3, D2 и D3 .....	163
Слика 5.56 – Дилатације у челичној арматури модела II-2, мерене на МТ1 .....	164
Слика 5.57 – Дилатације у фероцементу модела II-2, мерене на D1 .....	164
Слика 5.58 – Експериментални модел II-3 пре наношења оптерећења .....	165
Слика 5.59 – Експериментални модел II-3 након фазе лома .....	165
Слика 5.60 – Распоред мерних инструмената на експерименталном моделу II-3 .....	165
Слика 5.61 – Дијаграм угиба, мерених у половини распона модела II-3 .....	166
Слика 5.62 – Дилатације у бетону модела II-3, мерене на МТ3, D2 и D3 .....	166
Слика 5.63 – Дилатације у челичној арматури модела II-3, мерене на МТ1 .....	167
Слика 5.64 – Дилатације у фероцементу модела II-3, мерене на D1 .....	167
Слика 5.65 – Дијаграми угиба, мерених у половинама распона модела серије II .....	168
Слика 5.66 – Силе лома, измерене на моделима серије II .....	168
Слика 5.67 – Експериментални модел III-1 пре наношења оптерећења .....	169
Слика 5.68 – Експериментални модел III-1 након фазе лома .....	169
Слика 5.69 – Распоред мерних инструмената на експерименталном моделу III-1 .....	169
Слика 5.70 – Дијаграм угиба, мерених у половини распона модела III-1 .....	170
Слика 5.71 – Дилатације у бетону модела III-1, мерене на МТ3, D2 и D3 .....	170
Слика 5.72 – Дилатације у челичној арматури модела III-1, мерене на МТ1 и МТ2 .....	171
Слика 5.73 – Дилатације у фероцементу модела III-1, мерене на D1 .....	171
Слика 5.74 – Експериментални модел III-2 пре наношења оптерећења .....	172
Слика 5.75 – Експериментални модел III-2 након фазе лома .....	172
Слика 5.76 – Распоред мерних инструмената на експерименталном моделу III-2 .....	172
Слика 5.77 – Дијаграм угиба, мерених у половини распона модела III-2 .....	173
Слика 5.78 – Дилатације у бетону модела III-2, мерене на МТ3, D2 и D3 .....	173
Слика 5.79 – Дилатације у челичној арматури модела III-2, мерене на МТ1 .....	174
Слика 5.80 – Дилатације у фероцементу модела III-2, мерене на D1 .....	174
Слика 5.81 – Експериментални модел III-3 пре наношења оптерећења .....	175
Слика 5.82 – Експериментални модел III-3 након фазе лома .....	175
Слика 5.83 – Распоред мерних инструмената на експерименталном моделу III-3 .....	175
Слика 5.84 – Дијаграм угиба, мерених у половини распона модела III-3 .....	176
Слика 5.85 – Дилатације у бетону модела III-3, мерене на МТ3, D2 и D3 .....	176
Слика 5.86 – Дилатације у челичној арматури модела III-3, мерене на МТ1 .....	177
Слика 5.87 – Дилатације у фероцементу модела III-3, мерене на D1 .....	177

Слика 5.88 – Дијаграми угиба, мерених у половинама распона модела серије III	178
Слика 5.89 – Силе лома, измерене на моделима серије III	178
Слика 5.90 – Експериментални модел IV-1 пре наношења оптерећења	179
Слика 5.91 – Експериментални модел IV-1 након фазе лома	179
Слика 5.92 – Распоред мерних инструмената на експерименталном моделу IV-1	179
Слика 5.93 – Дијаграм угиба, мерених у половини распона модела IV-1	180
Слика 5.94 – Дилатације у бетону модела IV-1, мерене на MT3, D2 и D3	180
Слика 5.95 – Дилатације у челичној арматури модела IV-1, мерене на MT1 и MT2	181
Слика 5.96 – Дилатације у фeroцементу модела IV-1, мерене на D1	181
Слика 5.97 – Експериментални модел IV-2 пре наношења оптерећења	182
Слика 5.98 – Експериментални модел IV-2 након фазе лома	182
Слика 5.99 – Распоред мерних инструмената на експерименталном моделу IV-2	182
Слика 5.100 – Дијаграм угиба, мерених у половини распона модела IV-2	183
Слика 5.101 – Дилатације у бетону модела IV-2, мерене на MT3, D2 и D3	183
Слика 5.102 – Дилатације у челичној арматури модела IV-2, мерене на MT1	184
Слика 5.103 – Дилатације у фeroцементу модела IV-2, мерене на D1	184
Слика 5.104 – Експериментални модел IV-3 пре наношења оптерећења	185
Слика 5.105 – Експериментални модел IV-3 након фазе лома	185
Слика 5.106 – Распоред мерних инструмената на експерименталном моделу IV-3	185
Слика 5.107 – Дијаграм угиба, мерених у половини распона модела IV-3	186
Слика 5.108 – Дилатације у бетону модела IV-3, мерене на MT3, D2 и D3	186
Слика 5.109 – Дилатације у челичној арматури модела IV-3, мерене на MT1	187
Слика 5.110 – Дилатације у фeroцементу модела IV-3, мерене на D1	187
Слика 5.111 – Дијаграми угиба, мерених у половинама распона модела серије IV	188
Слика 5.112 – Силе лома, измерене на моделима серије IV	188
Слика 5.113 – Карактеристични дијаграми угиба, мерени у половинама распона свих типова модела	189
Слика 5.114 – Максимална носивост (средња сила лома) свих типова модела	190
Слика 5.115 – Поређење максималних носивости свих типова модела	190
Слика 5.116 – Максимални угиби (средња вредност у половини распона) свих типова модела	191
Слика 5.117 – Шематски приказ ефекта ојачања на понашање АБ греда (Badawi, 2007)	192
Слика 5.118 – Одређивање крутости на савијање за носаче серије K	193
Слика 5.119 – Одређивање крутости на савијање за носаче серије I	193
Слика 5.120 – Одређивање крутости на савијање за носаче серије II	194
Слика 5.121 – Одређивање крутости на савијање за носаче серије III	194
Слика 5.122 – Одређивање крутости на савијање за носаче серије IV	195
Слика 5.123 – Поређење просечне крутости на савијање свих типова носача до појаве прслина у бетону ( $k_{mcr}$ )	196
Слика 5.124 – Поређење просечне крутости на савијање свих типова носача у испрсколој фази до појаве течења арматуре ( $k_{cr}$ )	196
Слика 5.125 – Поређење просечне крутости на савијање свих типова носача после појаве течења арматуре ( $k_{py}$ )	196
Слика 5.126 – Одређивање индекса жилавости $I_n$ за носаче серије K	197
Слика 5.127 – Одређивање индекса жилавости $I_n$ за носаче серије I и поређење са носачма серије K	198
Слика 5.128 – Одређивање индекса жилавости $I_n$ за носаче серије II и поређење са носачма серије K	198
Слика 5.129 – Одређивање индекса жилавости $I_n$ за носаче серије III и поређење са носачма серије K	199
Слика 5.130 – Одређивање индекса жилавости $I_n$ за носаче серије IV и поређење са носачма серије K	199
Слика 5.131 – Поређење просечне жилавости свих типова носача до појаве граничног угиба	200



Слика 5.132 – Поређење просечне жилавости свих типова носача до појаве прлина у бетону .....	200
Слика 5.133 – Дефинисање апсорбоване енергије неојачаних и ојачаних носача (Thomsen et all, 2004) .....	202
Слика 5.134 – Поређење индекса дуктилности $\mu_D$ и $\mu_E$ свих типова носача .....	202
Слика 5.135 – Карактеристични дијаграми дилатација у затегнутој челичној арматури, мерених на МТ1 у половинама распона свих типова модела .....	203
Слика 5.136 – Карактеристични дијаграми дилатација у притиснутој челичној арматури, мерених на МТ2 у половинама распона свих типова модела .....	204
Слика 5.137 – Карактеристични дијаграми дилатација у фeroцементу, мерених на D1 у половинама распона свих типова модела .....	205
Слика 5.138 – Карактеристични дијаграми дилатација у притиснутом бетону, мерених на МТ3 у половинама распона свих типова модела .....	206
Слика 5.139 – Карактеристични дијаграми дилатација у притиснутом бетону, мерених на D3 у половинама распона свих типова модела .....	207
Слика 5.140 – Карактеристични дијаграми дилатација у затегнутом бетону, мерених на D2 у половинама распона свих типова модела .....	207
Слика 5.141 – Карактеристични дијаграми сила-ширина прлина у затегнутом бетону, мерених на D2 у половинама распона свих типова модела .....	208
Слика 5.142 – Карактеристични дијаграми сила-ширина прлина у затегнутом бетону, мерених на D2 у половинама распона свих типова ојачаних модела .....	209
Слика 5.143 – Карактеристични дијаграми сила-ширина прлина у фeroцементу, мерених на D1 у половинама распона свих типова ојачаних модела .....	209
Слика 5.144 – Мапа прлина експерименталних модела типа K .....	211
Слика 5.145 – Мапа прлина експерименталних модела типа I .....	212
Слика 5.146 – Мапа прлина експерименталних модела типа II .....	213
Слика 5.147 – Мапа прлина експерименталних модела типа III .....	214
Слика 5.148 – Мапа прлина експерименталних модела типа IV .....	215
Слика 5.149 – Развој прлина у средњој трећини распона модела типа K .....	216
Слика 5.150 – Повећање ширина прлина и лом притиснутог бетона модела типа K .....	217
Слика 5.151 – Настанак пукотина, потпуно мрвљење бетона у зони притиска и нагли прираштај деформација модела типа K .....	217
Слика 5.152 – Иницијалне прлине у средњој трећини распона ојачаног модела .....	218
Слика 5.153 – Развој прлина у средњој трећини распона ојачаног модела .....	218
Слика 5.154 – Прлина у фeroцементу ојачаног модела, у којој долази до отказа слојева микроарматуре (доминантна прлина) .....	219
Слика 5.155 – Одвајање бетона у висини заштитног слоја ојачаног модела и убрзан прираштај угиба .....	220
Слика 6.1 – Конститутивни материјали ојачаних експерименталних модела .....	221
Слика 6.2 – Типична крива напон-дилатација бетона при једноосном притиску и затезању (Bangash, 1989) .....	222
Слика 6.3 – Графикон мултилинеарне (полигоналне) везе напон-дилатација у бетону (Kachlakev and Miller, 2001) .....	223
Слика 6.4 – Билинеарни дијаграм напон-дилатација за челик конвенционалне арматуре .....	225
Слика 6.5 – Предлог дијаграма напон- дилатација цементне матрице фeroцементa (Naaman, 2000) .....	226
Слика 6.6 – Предлог дијаграма напон- дилатација челика за микроарматуру фeroцементa (Naaman, 2000) .....	226
Слика 6.7 – SOLID 65 – 3Д солид елемент армираног бетона (ANSYS, 2006) .....	227
Слика 6.8 – LINK 180 – линијски елемент за арматуру . (ANSYS, 2006) .....	228

Слика 6.9 –	<i>SOLID 185 – 3Д конструкцијски солид елемент (ANSYS, 2006)</i>	228
Слика 6.10 –	<i>Нумерички модел неојачаног гредног носача са мрежом КЕ</i>	229
Слика 6.11 –	<i>Нумерички модел ојачаног гредног носача са мрежом КЕ</i>	230
Слика 6.12 –	<i>Модел конвенционалне челичне арматуре подељене на КЕ гредних носача свих типова</i>	230
Слика 6.13 –	<i>Прорачунски модел неојачане АБ греде</i>	231
Слика 6.14 –	<i>Прорачунски модел АБ греде ојачане фероцементом</i>	231
Слика 6.15 –	<i>Груписање више чворова у један заједнички на месту уноса концентрисане силе пробног оптерећења</i>	232
Слика 6.16 –	<i>Упоредни дијаграми угиба у половини распона неојачаног гредног модела типа К, добијени експериментално и нумеричком анализом употребом МКЕ</i>	233
Слика 6.17 –	<i>Упоредни дијаграми угиба у половини распона ојачаног гредног модела типа I, добијени експериментално и нумеричком анализом употребом МКЕ</i>	234
Слика 6.18 –	<i>Упоредни дијаграми угиба у половини распона ојачаног гредног модела типа II, добијени експериментално и нумеричком анализом употребом МКЕ</i>	235
Слика 6.19 –	<i>Упоредни дијаграми угиба у половини распона ојачаног гредног модела типа III, добијени експериментално и нумеричком анализом употребом МКЕ</i>	235
Слика 6.20 –	<i>Упоредни дијаграми угиба у половини распона ојачаног гредног модела типа IV, добијени експериментално и нумеричком анализом употребом МКЕ</i>	236
Слика 6.21 –	<i>Приказ рачунских угиба при отказу носивости нумеричког модела типа К</i>	236
Слика 6.22 –	<i>Приказ рачунских угиба при отказу носивости нумеричког модела типа I</i>	237
Слика 6.23 –	<i>Приказ рачунских угиба при отказу носивости нумеричког модела типа II</i>	237
Слика 6.24 –	<i>Приказ рачунских угиба при отказу носивости нумеричког модела типа III</i>	237
Слика 6.25 –	<i>Приказ рачунских угиба при отказу носивости нумеричког модела типа IV</i>	238
Слика 6.26 –	<i>Упоредни дијаграми карактеристичних дилатација у бетону модела типа К, мерених на D1 и одговарајућих рачунских дилатација добијених нумеричком анализом (МКЕ)</i>	238
Слика 6.27 –	<i>Упоредни дијаграми карактеристичних дилатација у бетону модела типа I, мерених на D2 и одговарајућих рачунских дилатација добијених нумеричком анализом (МКЕ)</i>	239
Слика 6.28 –	<i>Упоредни дијаграми карактеристичних дилатација у бетону модела типа II, мерених на D2 и одговарајућих рачунских дилатација добијених нумеричком анализом (МКЕ)</i>	239
Слика 6.29 –	<i>Упоредни дијаграми карактеристичних дилатација у бетону модела типа III, мерених на D2 и одговарајућих рачунских дилатација добијених нумеричком анализом (МКЕ)</i>	240
Слика 6.30 –	<i>Упоредни дијаграми карактеристичних дилатација у бетону модела типа IV, мерених на D2 и одговарајућих рачунских дилатација добијених нумеричком анализом (МКЕ)</i>	240
Слика 6.31 –	<i>Развој прслина са прираштајем оптерећења неојачаног модела типа К: а) P=15kN; б) P=20kN; в) P=50kN; г) P=65kN</i>	241
Слика 6.32 –	<i>Развој прслина са прираштајем оптерећења ојачаног модела типа I: а) P=9,60kN; б) P=12kN; в) P=22,80kN; г) P=36,80kN; д) P=63,60kN</i>	242

## ЛИСТА ТАБЕЛА

Табела 2.1 – Неке светске организације и њихови документи за примену фeroцементa у конструкцијама објеката .....	7
Табела 2.2 – Препоруке за гранулометријски састав песка (ЈУС ТП 22, 2002) .....	13
Табела 2.3 – Препоруке за типичне вредности глобалног фактора ефикасности (ACI Committee 549.1R-88 and 1R-93, 1988, 1993) .....	31
Табела 2.4 – Типични критеријуми граничног стања који се користе при прорачуну (Naaman, 2000) .....	33
Табела 4.1 – Вредности чврстоће бетона при притиску, мерене на коцкама ивице 150mm .....	111
Табела 4.2 – Вредности чврстоће бетона на затезање савијањем, мерене на призмама димензија 120/120/360mm .....	112
Табела 4.3 – Резултати испитивања челичне ребрасте арматуре Б500Б, пречника Ø12mm .....	116
Табела 4.4 – Вредности чврстоће цементног малтера при притиску, мерене на половинама призми димензија 40/40/160mm .....	119
Табела 4.5 – Вредности чврстоће цементног малтера на затезање савијањем, мерене на призмама димензија 40/40/160mm .....	121
Табела 4.6 – Резултати испитивања узорака електрозаварене мреже од челичне поцинковане жице (рабиц мрежа), пречника просечно Ø0,65mm .....	123
Табела 4.7 – Резултати испитивања појединачних жица електрозаварене мреже од челичне поцинковане жице (рабиц мрежа), пречника просечно Ø0,65mm .....	123
Табела 4.8 – Типови експерименталних модела .....	131
Табела 5.1 – Срачунате просечне крутости на савијање за носаче свих типова .....	195
Табела 5.2 – Срачунате средње вредности индекса жилавости $I_n$ за носаче свих типова .....	200
Табела 5.3 – Срачунате средње вредности индекса дуктилности $\mu_D$ за носаче свих типова .....	201
Табела 5.4 – Срачунате средње вредности индекса дуктилности $\mu_E$ за носаче свих типова .....	202
Табела 6.1 – Срачунавање карактеристичних тачака мултилинеарне (полигоналне) везе напон-дилатација (Kachlakev and Miller, 2001) .....	224
Табела 6.2 – Усвојене димензије коначних елемената конститутивних материјала експерименталних гредних модела .....	229

# 1. УВОД

## 1.1. Армирани бетон данас

Комбиновањем бетона и арматуре у монолитну целину долази се до пуног искоришћења оба материјала - бетона при притиску и арматуре при затезању (*Радосављевић, 1985*). Стога термин **армирани бетон** представља материјал начињен од бетона и арматуре који су монолитно везани и условљени на заједнички рад.

Армирани бетон примењује се у свим областима грађења, а као грађевински материјал држи примат у свету. Озбиљан развој на пољу теоријског и експерименталног истраживања довео је до масовне употребе овог материјала у периоду који траје више од једног века.

Пратећи историјски развој и примену армираног бетона као грађевинског материјала, може се уочити јасан напредак у рационалности његове примене, као и поступно освајање технологије израде објеката великих распона и великих висина. Такође, отпорност самог материјала на утицај агресивности средине усавршавања је деценијама, уз употребу разних хемијских додатака.

Обзиром да је реч о сложенем композитном материјалу, временом су побољшаване карактеристике самих материјала који се употребљавају за израду армираног бетона. Данас је доступан широк спектар бетона и арматура, које је могуће потпуно прилагодити захтевима и експлоатационим условима армираног бетонских конструкција.

Рачунарска техника и новији софтверски пакети, који функционишу на бази коначних елемената, омогућавају брз и ефикасан прорачун, као и доказ носивости и употребљивости армираног бетонских конструкцијских елемената најразличитијих форми и карактеристика.

Постојећа техничка регулатива, везана за овај грађевински материјал, разрађена је и богата. Такође се перманентно усавршава и допуњује, у потпуности пратећи актуелне трендове у области грађевинарства.

## 1.2. Предмет истраживачког рада

Актуелни трендови унапређивања и усавршавања армираног бетонских конструкција усмерени су ка истраживањима и употреби нових и постојећих материјала доминантнијих карактеристика, како би сам композит (армирани бетон) постао супериорнији на пољу носивости и употребљивости.

Са друге стране, увек је присутан проблем дотрајалости армираног бетонских конструкција старијих објеката, појава оштећења на примарној и секундарној конструкцији објеката различитих намена, као и потреба за променом намене одређених објеката, па самим тим и њиховог конструкцијског склопа. Наведени проблеми веома су актуелни на нашим просторима, те привлаче велику пажњу стручне јавности.

Потреба за ојачањем армирано бетонских конструкција објеката, из било ког од претходно наведених разлога, јесте значајна тема. Такође се процењује да наведени проблеми имају тенденцију даљег раста. Дакле, обим радова на ојачању АБ конструкцијских елемената је велики, што аутоматски повлачи и питање рационалности, једноставности израде и трајности изабраног решења.

Наравно да наведени проблеми нису новијег датума, те постоје и опште прихваћене методе ојачања, санације и реконструкције конструкцијских елемената објеката. Могу се навести нека од могућих решења:

- додавање новог слоја бетона и нове арматуре постојећем елементу,
- спрезање постојећег носача са новим (који може бити армирано бетонски или од других конструкцијских материјала као што су челик или дрво),
- накнадним преднапрезањем носача.

У сваком случају, циљ је да се након процеса ојачања добије конструкција способна да одговори условима експлоатације и трајности, а у складу са техничком регулативом. Избор врсте решења (ојачања) зависи од више фактора, али се увек своди на претходно поменуто: рационалност, једноставност израде и трајност изабраног решења.

У светлу наведеног, а из наше перспективе, интересантно је размотрити проблем ојачања АБ носача материјалом који јесте припадник групације композита на бази цемента (којој припадају армирани и претходно напрегнути бетон), али је карактеристичан по томе што је сачињен из блиско постављених слојева континуално распоређене арматуре малог формата, комплетно обложених цементном матрицом, а назива се **фероцемент** (*IFS Commitee 10, 2001*). Овај грађевински материјал сврстава се у групацију микроармираних бетона и дужи временски период налази своју примену у свету. Домаћа регулатива везана за овај материјал веома је скромна, баш као и примена фероцемента у конструкцијским елементима наших објеката.

Уз одличне особине које фероцемент поседује (одлична трајност, чврстоћа, жилавост, водонепропусност, отпорност на агресивност средине, лако обликовање и извођење), веома је битна чињеница да је компатибилан са свим осталим припадницима групације композита на бази цемента и да се сам теоријски приступ прорачуну не разликује од приступа конвенционално армираном бетону. Друга битна чињеница је да су материјали од којих се фероцемент изводи, лако доступни на нашем тржишту, могу бити домаћег порекла и имају релативно ниску цену.

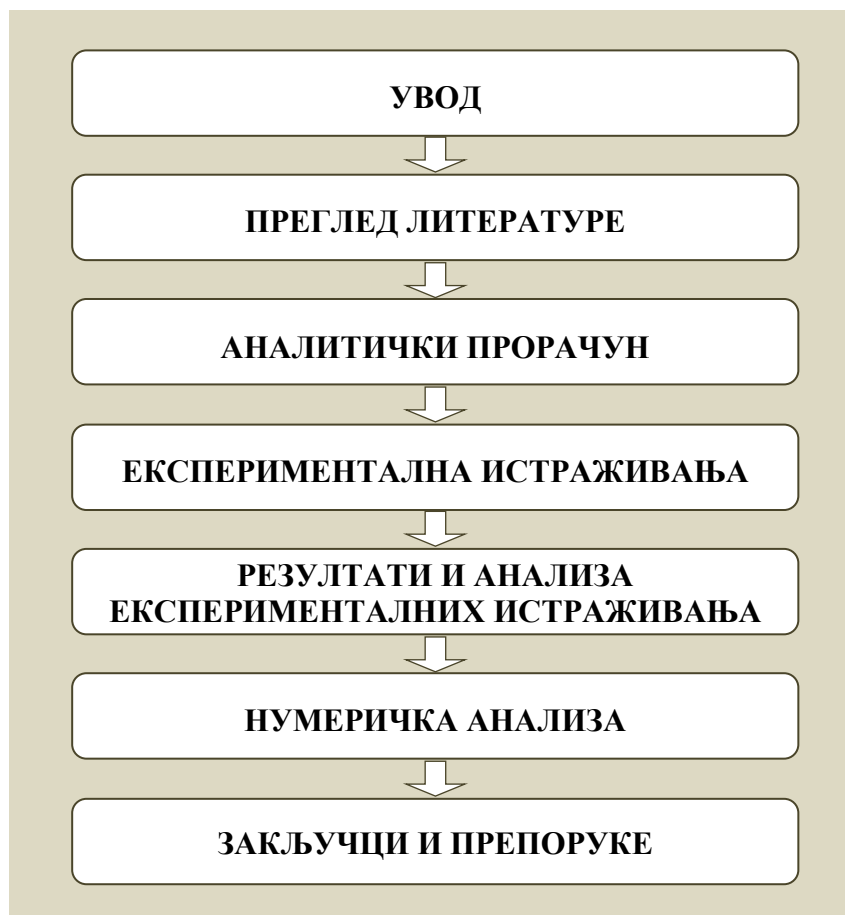
Наведене чињенице иницирале су идеју о истраживању могућности ојачања АБ носача употребом фероцемента, обзиром да нема сличних истраживања спроведених код нас.

Са друге стране, у свету постоји више научних радова који се баве поменутом проблематиком. Предложена су бројна решења ојачања различитих АБ конструкцијских елемената фероцементом. Истраживана је могућност ојачања АБ стубова "обавијањем" фероцемента по обиму (*Xiong et al., 2011; Mourad and Shannag, 2012; Kaish et al., 2012, 2015*), ојачање АБ плоча у затегнутој зони (*Al-Kubaisy et al., 2000*), ојачање круте везе АБ стуба и АБ греде (*Li et al., 2013*). Испитиване су цементне матрице високе чврстоће (*Shannag and Mourad, 2012*), те употреба фероцемента са комбинованом континуалном и дисконтинуалном микроарматуром, изложеног савијању (*Shannag and Bin Ziyad, 2007*).

Највећи број научних радова обрађује ојачање АБ гредних носача фероцементом. С обзиром да су гредни носачи изложени претежно савијању и смицању, дато је више конструктивних предлога ојачања. Неки аутори испитивали су понашање АБ гредних носача ојачаних фероцементом директним наношењем микроарматуре и слојева цементне матрице на претходно припремљену површину бетона (*Shang et al., 2003; Makki, 2014*), уз употребу одређених челичних конектора. Други приступ представља израда фероцементних елемената U-пресека, који истовремено представљају оплату за извођење АБ греда (*Fahmy et al., 2014*). АБ греде од лаког бетона ојачаване су комплетним "обавијањем" фероцементом (*El-Wafa and Fukuzawa, 2010*). Приступ ојачању "лепљењем" фероцемента на армирани бетон употребљен је од стране неких аутора (*Bashandy, 2013; Sridhar et al., 2014*). Интересантан приступ представљало је истраживање ојачања фероцементом унапред оштећених АБ греда (*Reddy and Reddy, 2011; Sivagurunathan and Vidivelli, 2012*).

Предмет овог истраживачког рада је понашање АБ гредних носача изложених претежно савијању, ојачаних фероцементним елементом (траком) аплицираним лепљењем на затегнуту ивицу самих носача. У том смислу пажња је усмерена и на избор самих материјала за израду фероцемента (материјали домаћег порекла, лако доступни), квалитетан начин остваривања везе између конвенционалног и микроармираног бетона, као и на напонско-деформацијску анализу ојачаних АБ носача.

Структура тезе формирана је на основу шеме дате на *слици 1.1*.



Слика 1.1 – Шема структуре тезе

### 1.3. Циљеви истраживачког рада

Основни циљ овог истраживачког рада јесте утврђивање могућности примене фeroцементa као средства за ојачање армираног бетонских гредних носача оптерећених на савијање. Примарни циљ захтевао је доказ оправданости употребе фeroцементa са неколико аспеката.

Најважнија опсервација односила се на степен повећања носивости ојачаних у односу на неојачане гредне носаче. Другим речима, истраживање је имало за циљ да прикаже оправданост употребе фeroцементa у смислу разумног и рационалног повећања носивости. Варирано је неколико типова фeroцементних трака у циљу предвиђања утицаја јачине самог фeroцементa на степен ојачања армираног бетонских носача.

Следећи корак (или циљ) био је везан за теоријску потврду експерименталних резултата. Обзиром да се оба грађевинска материјала (конвенционално армирани бетон и фeroцемент) повинују истим законима и принципима, димензионишу по истим теоријама, испитују и анализирају истим методама и техникама, није било великих недоумица везаних за дефинисање радног дијаграма у притиснутој и затегнутој зони пресека, те срачунавања граничне носивости и употребљивости носача изведених њиховом комбинацијом. Међутим, обзиром на велики број основних материјала за израду армираног и микроармираног бетона и велике различитости њихових основних карактеристика, упоређивање експерименталних са теоријским резултатима било је неопходно. Уз потврду теоријски срачунатих веза, циљ је био и евентуално откривање неких феномена који нису теоретски третирани на прави начин.

Веома битан податак био је везан за начин остваривања везе између армираног и микроармираног бетона. Приањање фeroцементне траке и АБ носача могуће је остварити на неколико начина. Али понашање ојачаних АБ носача директно зависи од чињенице да ли они функционишу као јединствен пресек, или не. Због тога је један од циљева истраживања био и доказ да, аплицирањем ојачања на носач, сама веза не постаје слаба тачка у процесу носивости и употребљивости спрегнутог попречног пресека.

Обзиром да је локација оштећених носећих елемената конструкције често проблематична (недоступност, агресивност средине и сл.) разматрано је више начина што лакшег приступа и аплицирања ојачања у изабрану зону. Циљ је био избор адекватне методе. Припрема фeroцементних трака независно, а затим њихово лепљење на одређену позицију, пружа могућност једноставне уградње. Велики утицај на овај избор имала је чињеница да се овај приступ успешно примењује у пракси приликом ојачања носача челичним флаховима или карбонским тракама.

Последњи у низу, али никако најмање важан, био је економски фактор. Сам циљ био је дефинисање рационалности ојачања изведеног фeroцементом. Повољан ефекат представљала је чињеница да избор фeroцементa, као материјала за ојачање, гарантује релативно ниску цену израде, чак и уз низак ниво обучености радне снаге. Материјал за израду може бити домаћег порекла, повољан и лако доступан на нашем тржишту.

## 1.4. Методологија истраживачког рада

Као метод научног истраживања коришћена је комбинација аналитичких, експерименталних и нумеричких истраживања.

### 1.4.1. Аналитичка истраживања

Аналитичка истраживања спроведена су у циљу формирања модела за прорачун граничног стања носивости и граничног стања употребљивости ојачаног пресека, увођењем полазних претпоставки и коришћењем одговарајућих услова равнотеже. У разматрање су узете карактеристичне фазе ојачаног гредног носача оптерећеног на савијање:

- фаза до појаве прслина,
- фаза после појаве прслина до појаве великих издужења (течења) арматуре,
- фаза после течења арматуре до појаве лома,

али и разне "међуфазе", обзиром да се проблематика прорачуна носача комбинованог (спрегнутог) попречног пресека додатно шири самим бројем различитих материјала који директно утичу на носивост. У оваквој ситуацији разликује се тренутак појаве прслина у фeroцементу од тренутка појаве прслина у армираном бетону, као и тренутак појаве великих издужења микроарматуре од тренутка појаве течења конвенционалне арматуре.

### 1.4.2. Експериментална истраживања

Експериментална истраживања спроведена су ради утврђивања следећих чињеница:

- могућност примене фeroцементa за ојачање АБ носача оптерећених на савијање,
- утицај носивости на савијање фeroцементa на степен ојачања АБ носача,
- утицај примене фeroцементa на стање употребљивости ојачаних АБ носача,
- ниво остваривања везе армираног и микроармираног бетона лепљењем,
- потврда резултата спроведених нумеричких истраживања, заснованих на прорачуну по методи коначних елемената (*MKE*).

### 1.4.3. Нумеричка истраживања

Нумеричка истраживања изведена су на моделима применом методе коначних елемената, уз употребу одговарајућих конститутивних једначина, добијених експериментима на пробним телима. Овим поступком требало је потврдити могућност моделирања носача од армираног бетона у комбинацији са фeroцементом, као и верификовати резултате експерименталних истраживања. Модели су формирану у програмском пакету "ANSYS", моделирањем свих материјала (бетон, цементна матрица, конвенционална арматура, микроарматура, адхезивни епокси-малтер). Након спроведене нелинеарне анализе извршено је упоређивање резултата са експериментално добијеним вредностима.



## 1.5. Делокруг истраживачког рада

Процес истраживачког рада базира на експерименталним истраживањима дванаест модела ојачаног армирано бетонског гредног носача, уз пратећа истраживања на три модела неојачаног (контролног) носача. АБ носачи су пројектовани и изведени као греде укупне дужине  $300,0\text{cm}$ , попречног пресека  $15,0/25,0\text{cm}$ , а у статичком смислу третирани као носачи типа просте греде, осовинског распона  $288,0\text{cm}$ . Ојачања гредних носача изведена су у виду фероцементних трака (плоча) у четири различите дебљине, аплицираних на затегнуту страну носача лепљењем. Оптерећивање носача изведено је помоћу две концентрисане силе са нападним тачкама у трећинама осовинског распона (*Four Points Load*). На овај начин изазвана је појава чистог савијања са константним моментом савијања у средњој трећини распона. Праћено је понашање носача у карактеристичним фазама и међуфазама, за различите типове ојачања. Мерене су деформације у функцији краткотрајног оптерећења и одређене дилатације основних материјала у функцији нанетог оптерећења. Пропраћена је појава и развој прслина у процесу савијања носача до фазе лома.

Као потврда резултата експерименталних истраживања, спроведена су нумеричка истраживања помоћу модела у програмском пакету "ANSYS". Примењена је нелинеарна анализа употребом методе коначних елемената (MKE). Резултати нумеричке анализе упоређени су са мереним вредностима.

Аналитичким истраживањем представљени су основни аналитички изрази неојачаног армирано бетонског пресека и пресека ојачаног фероцементом, за сваку карактеристичну фазу и међуфазу појединачно, у циљу формирања модела за прорачун граничног стања носивости и граничног стања употребљивости.

Теза се састоји из седам поглавља. Први део (уводни) даје кратак осврт на армирани бетон као грађевински материјал у данашњим условима и описује предмет, циљеве, методологију и делокруг овог истраживачког рада. Друго поглавље представља фероцемент кроз техничку регулативу и релевантне организације везане за његов развој и примену. Дат је краћи преглед основних карактеристика фероцемента и његових саставних материјала, препоруке везане за критеријуме прорачуна, извођења и испитивања, те извод из теорије савијања фероцементних елемената. Треће поглавље представља аналитичке изразе модела за прорачун носивости ојачаног пресека, увођењем полазних претпоставки и коришћењем одговарајућих услова равнотеже. Аналитички изрази представљени су за све фазе понашања носача до тренутка лома. У четвртном поглављу представљен је програм основних и пратећих експерименталних истраживања. Пето поглавље представља приказ и анализу експериментално добијених резултата. У шестом поглављу приказани су нумерички модели и нелинеарна нумеричка анализа испитиваних модела. Резултати нумеричких истраживања упоређени су са експерименталним, уз коментар. Седми део (завршни) представља дискусију добијених резултата, закључке изведене из процеса овог истраживачког рада, препоруке везане за примену фероцемента као материјала за ојачање АБ гредних носача оптерећених на савијање, као и смернице за будућа истраживања.

## 2. ФЕРОЦЕМЕНТ – ПРЕГЛЕД ЛИТЕРАТУРЕ

### 2.1. Техничка регулатива везана за фeroцемент

Фероцемент као грађевински материјал третиран је теоријски и експериментално широм света. Широку примену има од половине прошлог века. Може се представити неколико релевантних организација и удружења (*табела 2.1*) чији документи дефинишу практичну примену фероцемента у конструкцијским елементима објеката:

*Табела 2.1 – Неке светске организације и њихови документи за примену фероцемента у конструкцијама објеката*

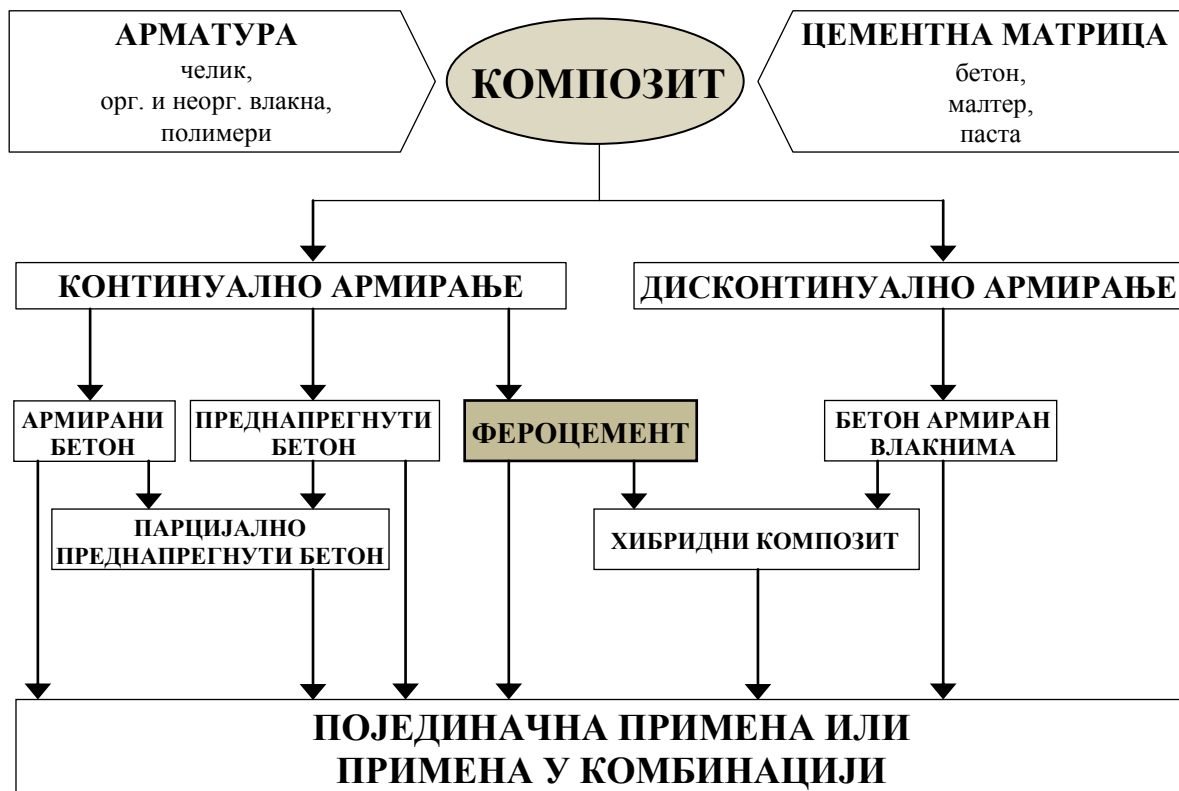
Организација	Документ
<p><b>American Concrete Institute</b> <b>(ACI)</b></p>	<p><b>ACI Committee 549:</b> Guide for Design, Construction and Repair of Ferrocement, <b>ACI Committee 549:</b> State-of-the-Art Report on Ferrocement, <b>ACI Committee 549:</b> Report on Thin Reinforced Cementitious Products <b>SP-109:</b> Concrete in Marine Environment <b>SP-124:</b> Thin Section Fiber Reinforced Concrete and Ferrocement <b>SP-224:</b> Thin Reinforced Cement-Based Products and Construction Systems <b>SP-250:</b> Textile-Reinforced Concrete <b>SP-260:</b> Fabrication Technology for Thin Cementitious Products</p>
<p><b>The International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials, Systems and Structures</b> <b>(RILEM)</b></p>	<p><b>RILEM Technical Committee 48-FC:</b> A Summary of Ferrocement Construction and a Survey of its Durability</p>
<p><b>International Ferrocement Society</b> <b>(IFS)</b></p>	<p><b>IFS Committee 10:</b> Ferrocement Model Code (FMC)–Building Code Recommendations for Ferrocement (IFS 10-01)</p>
<p><b>Russian Federation</b></p>	<p><b>SNiP 2.03.03-85:</b> Ferrocement Structures. Армоцементные конструкции.</p>
<p><b>Ferrocement Society India</b> <b>(FS)</b></p>	<p>Ferrocement Society Code of Practice. INR 100.00</p>

## 2.2. Композити на бази цемента

Композит је материјал начињен од најмање две различите компоненте спојене у монолитну целину тако да сам композит поседује боље одговарајуће особине и карактеристике од његових компоненти појединачно.

Композити на бази цемента генерално се третирају као двокомпонентни материјали. То је разумљиво поједностављење проблема, обзиром да се матрица (бетон или малтер) сматра једном компонентом, а арматура другом. Међутим, матрица која је састављена од цемента, песка, шљунка, воде и разних адитива може се такође посматрати као композит независно. Челична арматура није композитни материјал, што се не може рећи за арматуру коју представљају органска или неорганска влакна, односно шипке, траке и мреже на бази полимера. Ипак, коначни циљ је стварање композита који ће у целини својим особинама и карактеристикама потпуно одговорити потребама конструкцијских елемената у грађевинарству. У даљем, композит ће бити третиран као двокомпонентни.

Представљање композита на бази цемента дато је шематски на *слици 2.1*. Композити се сматрају двокомпонентним материјалима или њиховим комбинацијама и припадају групацији конструкцијских бетона (*Naaman, 2000*).



Слика 2.1 – Припадници групације конструкцијских бетона (*Naaman, 2000*)

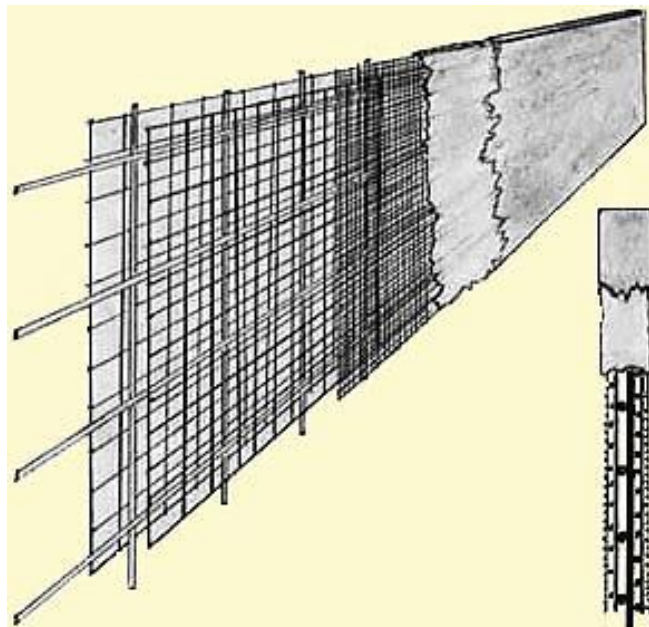
### 2.3. Фероцемент као припадник групације микроармираних композита

Приликом израде армираног бетона, преднапрегнутог бетона и парцијално преднапрегнутог бетона, за арматуру композита усвајају се стандардне челичне шипке, мреже, ужад и каблови. Ова арматура често се назива конвенционалном.

Уколико се за армирање композита употребљавају елементи вишеструко мањег пречника од претходно наведене (конвенционалне) арматуре, тада се јавља термин **микроармирани бетон**, којим се управо наглашавају мале димензије усвојене арматуре. Дакле, услов је уграђивање тзв. микроарматуре.

Даља подела микроармираног бетона могла би се односити на начин постављања арматуре, тј. може се разликовати континуално армиран и дисконтинуално армиран микроармирани бетон.

Континуално армиран микроармирани бетон назива се **фероцемент** (*ferrocement*). Микроарматуру овог композита дефинишу мреже или шипке малог пречника постављене у више слојева, урођене у матрицу - цементни малтер (континуално армирање). Може се напоменути да је први објекат изведен у армираном бетону уствари објекат од материјала који се данас третира као фероцемент.

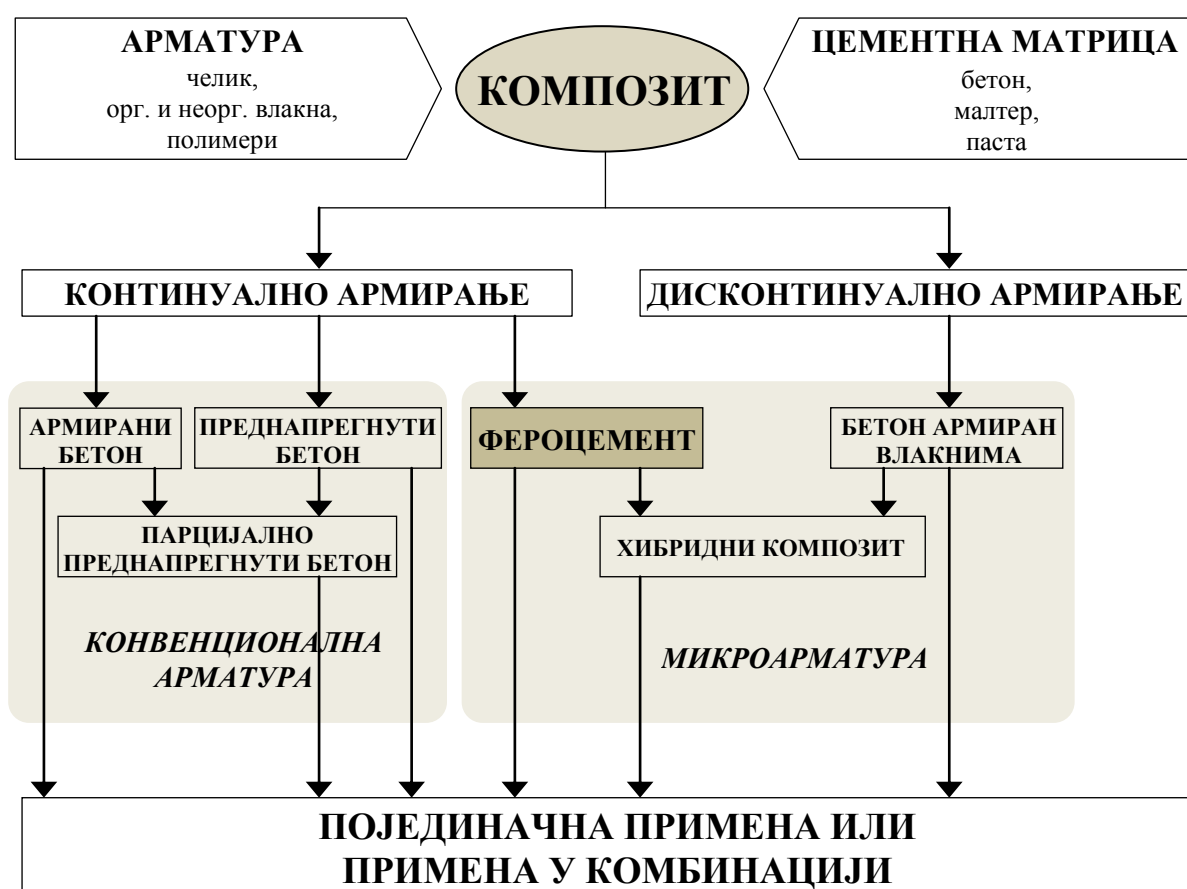


Слика 2.2 – Скица фероцементног елемента

Дисконтинуално армиран микроармирани бетон назива се **бетон армиран влакнима** (*fiber-reinforced concrete*). Микроарматура је овде влакнаста (у питању су влакна малог формата). Одређеном технологијом прави се хомогена мешавина микроарматуре и матрице, при чему су влакна у композиту произвољно просторно орјентисана, тј. чине једну "неправилну" тродимензионалну мрежу (дисконтинуално армирање).

Уколико се примени комбинација континуално и дисконтинуално армираног микроармираног бетона, тада се добијени материјал третира као **хибридни композит** (*hybrid composite*). Дакле, могуће је извести конструкцијске елементе са комбинованом микроарматуром и добити производ са одређеним побољшаним карактеристикама.

У коначном, све наведене врсте микроармираног бетона могу се примењивати као самостални конструкцијски материјал, али се исто тако могу комбиновати са конвенционално армираним композитима (слика 2.3). Све комбинације су дозвољене и могуће, а у зависности од услова, потреба и рационалности конструкцијског система бира се и врста композита која ће се употребити (Naaman, 2000). Комбиновање армираног и претходно напрегнутог бетона са микроармираним бетонима има за циљ да особине и квалитет финалног конструкцијског бетона подигне на виши захтевани ниво.



Слика 2.3 – Фероцемент као припадник групе микроармираних композита

## 2.4. Фероцемент - историјски осврт и дефиниција

Фероцемент, или како је првобитно називан "ферцимент", представља проналазак, односно прву употребу армираног бетона, данас најчешће коришћеног конструкцијског материјала у свету (*Naaman, 2000*).

Почетак примене фероцемента датира из XIX века, тачније, овај материјал патентирао је *Joseph Louis Lambot* 1848. године. Израдио је чамац дужине 3m који се, након дужег временског периода експлоатације проведеног у агресивној средини (сланој морској води), данас чува у музеју *Brignoles*, у Француској.



Слика 2.4 – Аутор идеје: *Joseph Louis Lambot*

Након тога долази до експанзије употребе материјала добијеног комбиновањем цемента и челичне арматуре. Међутим, то није период развоја фероцемента, обзиром да је ниво технолошког развоја индустрије условио понуду арматуре већих димензија – шипке већег пречника и мреже од тих шипки на већем међусобном растојању. Мања челична арматура или арматура од неких других материјала није се индустријски производила, те је у овом периоду прави развој доживео класичан армирани бетон.

Раних шездесетих година прошлог века фероцемент коначно доживљава широку употребу у свету и то углавном у бродоградњи. Данас представља широко прихваћен и употребљаван облик материјала конструкцијских елемената објеката.

**ФЕРОЦЕМЕНТ** се може описати као форма танкозидног армираног бетона која је специфична по томе што је састављена из блиско постављених слојева мрежа (или шипки) малог пречника. Ова арматура комплетно је обложена цементним малтером (*IFS Commitee 10, 2001*).

Дакле, матрица овог композита је цементни малтер који се наноси на припремљену арматуру. При томе арматура може бити метална или начињена од неких других одговарајућих материјала органског или неорганског порекла. Такође, матрица фероцемента може садржати и дисконтинуална влакна. Композит је компатибилан са свим конвенционално армираним елементима.

Озбиљан теоријски и експериментални приступ, као пут ка примени фероцемента у области грађевинарства, указали су на неке битне предности овог материјала.

Конструкцијски елементи израђени од фeroцементa поседују одличну трајност, чврстоћу и жилавост. По потреби и уз одређене додатке, задовољиће услов водонепропусности и отпорности на агресивност средине. Прилично лако се обликују и изводе, чак и уз низак ниво обучености радне снаге. Акцент је стављен на једноставност и брзину израде објеката мањих или већих димензија, као и на рационалност израде (повољну цену).

## 2.5. Својства материјала за израду фeroцементa

Обзиром на специфичност фeroцементa, посебна пажња посвећује се избору **матрице** и **арматуре**. Прописани су критеријуми (*ЈУС ТП 22, 2002*) које је неопходно поштовати при усвајању врсте, количине и квалитета основних материјала.

### 2.5.1. Матрица

За израду конструкцијских елемената од фeroцементa углавном ће се користити цементни малтер справљен од портланд цемента, агрегата и воде. Матрица најчешће чини 95% запремине фeroцементa, те битно утиче на коначне карактеристике композита у експлоатацији. Стога је битно посветити велику пажњу избору основних елемената малтера, начину справљања и уграђивања. Уколико постоје захтеви за специјалним применама, минерални адитиви могу се додати цементу. У сваком случају, битни параметри који дају коначне особине малтера биће:

- хемијски састав цемента
- врста агрегата
- однос агрегат-цемент
- водоцементни фактор.

#### • ЦЕМЕНТ

Цемент у потпуности треба да задовољава услове важеће Техничке регулативе (у домаћој регулативи то су стандарди *ЈУС Б.Ц1.009*, *ЈУС Б.Ц1.011* и *ЈУС Б.Ц1.014*). Треба да буде свеж и униформне конзистенције, без грудвица и прљавштине. Складиштење цемента мора бити на сувом, а искоришћење у што краћем периоду. Код фeroцементa количина цемента (цементни фактор) у матрици је много већа него код класичног бетона. Уколико се употребљавају адитиви (минерални додаци), такође је неопходно да буду задовољени услови њима прописаних стандарда. Употреба адитива има позитиван утицај на малтер јер омогућава течнији малтер и лакшу уградњу, а у периоду експлоатације матрица показује већу чврстоћу и отпорност на агресивну средину и мању водопрпусност малтера.

Избор цемента је условљен средином у којој се објекат изводи и наменом самог објекта. Наведени услови могу се генерално поделити на електрохемијски пасивне и електрохемијски активне услове. Пасивни услови јављаће се код објеката који су, делом или потпуно, у земљи и код објеката са водом (резервоари). Изузетак је извођење објеката који су у контакту са сулфатним тлом, па би се користио цемент отпоран на сулфате.

Електрохемијски активни услови дефинисани су као средина са великом концентрацијом соли (нпр. морска вода), те је за објекте који су у непосредном контакту са оваквом средином потребно обезбедити цемент отпоран на соли. Чак је у оваквој ситуацији могуће, уколико се не поседује одговарајући цемент или адитиви, користити нормалан цемент и справљати богатији малтер (према *ЈУС Б.Ц1.011*), уз употребу заштитних површинских премаза.

- **АГРЕГАТ**

За справљање матрице фeroцементa углавном се користи добро фракционисани фини агрегат нормалне тежине, тј. песак који пролази кроз отвор сита 2,50mm (*ЈУС ИСО 565*). Песак мора бити чист, инертан и без органских материјала, глине и муља. Мора у потпуности да задовољава прописане стандарде (у домаћој регулативи то су стандарди *ЈУС Б.Б2.010* и *ЈУС Б.Б3.100*).

Избор грануломертијског састава агрегата потпуно зависи од величине отвора мреже усвојене арматуре, као и од међусобног растојања између слојева мрежа. Опште прихваћено је да је максимална величина зрна агрегата, која пролази кроз отвор сита величине 1,00mm, погодна за све примене. Лако уградив и густ малтер добија се употребом агрегата равномерне гранулације, мада се могу користити и дисконтинуални малтери, уз пробна испитивања. Препоруке везане за гранулометријски састав песка (*ЈУС ТП 22, 2002*) дате су у *табели 2.2*.

*Табела 2.2 – Препоруке за гранулометријски састав песка (ЈУС ТП 22, 2002)*

<b>ОТВОР СИТА СА КВАДРАТНОМ МРЕЖОМ</b> [mm]	<b>ПРОЛАЗАК ПО ТЕЖИНИ</b> [%]
2,50	80÷100
1,00	50÷85
0,63	25÷60
0,315	10÷30
0,160	2÷10

Веома важна ставка јесте избегавање агрегата који реагује на алкалне материје у цементу. Уколико се ипак определи за употребу таквог агрегата, његово испитивање неће моћи да се спроведе по домаћој регулативи, јер у њој не постоје стандарди везани за наведену проблематику. Потребно је користити иностране стандарде (на пример *ASTM C 227-81*).



Уместо агрегата нормалне тежине могуће је матрицу фeroцементa справљати и са лаким агрегатима. Дакле, употреба вулканског пепела, згуре из високих пећи, перлита, пловућца, вермикулита, експандираних финих честица глинца и инертне алкално отпорне пластике дозвољава се уколико ови лаки агрегати у потпуности испуњавају услове важеће техничке регулативе (у домаћој регулативи то су прописи за fine агрегате у оквиру Правилника о техничким нормативима за БАБ справљен са лакоагрегатном испуном). Такође је потребно пажњу обратити на чињеницу да коришћење лаких агрегата директно утиче на редукацију чврстоће материјала, а самим тим и на процес пројектовања саме конструкције.

## • ВОДА

Вода за справљање малтера мора бити свежа, чиста и за пиће. Такође мора бити  $pH > 7$  да би се минимизирала редукација  $pH$  цементног малтера. У води несмеју да се налазе органске материје, муљ, уље, шећер, хлориди и отровне материје. Слана вода такође не задовољава критеријуме, док се хлорисана вода за пиће може користити.

## • ДОДАЦИ

Хемијски додаци (адитиви) примениће се при справљању малтера уколико услови средине и намене објекта захтевају одређене побољшане карактеристике матрице, односно фeroцементa као композита. Ови додаци имају једну од следеће четири намене:

- смањују водоцементни фактор, па долази до повећања чврстоће матрице
- због смањења водоцементног фактора долази до повећања водонепропусности
- смањују порозност, па долази до повећања отпорности на мраз
- смањују реакцију између галванизоване арматуре и цемента.

За смањење водоцементног фактора употребљавају се адитиви који су у широкој примени и код класичног бетона, уз напомену да морају задовољити услове прописане одговарајућим стандардима (у домаћој регулативи то су стандарди *ЈУС У.М1.034*, *ЈУС У.М1.035*, *ЈУС У.М1.036*, *ЈУС У.М1.037*, *ЈУС У.М1.038*, *ЈУС У.М1.039* и *ЈУС У.М1.044*). Ефекат употребе наведених суперпластификатора огледа се у повећању количине песка, односно смањењу количине воде, уз непромењену уградљивост малтера. У коначном, уз постизање пројектоване чврстоће, јавља се мање скупљање матрице и мање прскање њене површине.

Уколико се захтева водонепропусност конструкцијских елемената од фeroцементa, уз употребу адитива велика пажња обраћа се и ограничавању отвора прслина, док водоцементни фактор мора бити  $< 0,4$ . У екстремнијим ситуацијама наведене мере комбинују се са израдом хидроизолације.

Лакша уградљивост и трајност цемента могу се постићи употребом минералних додатака као што су лебдећи пепео, згура и пуцолански материјали (у складу са стандардима *ЈУС Б.Ц1.017* и *ЈУС Б.Ц1.018*). Важно је напоменути да се пуцолански додаци убацују у смешу уместо дела финог агрегата, а не као замена за део цемента, чиме се постиже већа пластичност и уградљивост малтера.

Додаци који увлаче ваздух користе се да би повећали отпорност конструкцијских елемената на смрзавање и топљење. Задовољавајући ниво отпорности на смрзавање и топљење постиже се количином ваздуха која мора бити у сагласности са Правилником *БАБ'87*. Уколико постоје додаци који нису заступљени у домаћој регулативи, тада се њихова употреба не препоручује.

### • ОДНОСИ МЕШАВИНЕ

Малтер за конструкцијске елементе од фeroцементa мора бити густа, чврста и што је могуће крућа мешавина која може обухватити мрежу предвиђене арматуре. Овде се пластичност уводи као пројектни критеријум, док се, због великог процента арматуре, процес скупљања малтера не јавља као проблем.

Односи стандардне мешавине су:

- однос песак-цемент по тежини .....  $1,50 \div 2,50$
- водоцементни фактор по тежини.....  $0,35 \div 0,50$

Приликом прорачуна количине воде у мешавини потребно је узети у обзир садржај влаге агрегата. Уколико је већа количина агрегата (песка) мора се усвојити и већа количина воде, како би се добила уградљива мешавина.

Модул финоће песка, фактор песак-цемент и водоцементни фактор могу се одредити и справљањем пробних партија, тако да се добије малтер који може обухватити мрежу за армирање. Све количине материјала морају се одредити по тежини.

У многим случајевима примене потребно је да, након периода од 28 дана, пробне призме (димензија  $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}$ ) имају чврстоћу не мању од  $35 \text{ MPa}$ , а пробне коцке ( $100 \times 100 \times 100 \text{ mm}$ ) чврстоћу не мању од  $40 \text{ MPa}$ .

## 2.5.2. Арматура

Најчешћи тип арматуре која се примењује у конструкцијским елементима од фeroцементa је метална мрежа. Металне мреже могу се комбиновати са одговарајућим органским природним или синтетичким влакнима. Арматура, у сваком случају, мора бити чиста, без рђе, премаза фарбе, уља и сличних штетних материја. Типови мрежа који се најчешће користе су:

- жичана (рабиц) мрежа
- заварена жичана мрежа (плетиво од жице)
- метална мрежа добијена развлачењем
- шипке, жице и ужад за преднапрезање
- дисконтинуална влакна и арматура од пластике.

### • ЖИЧАНА МРЕЖА

Најчешће се употребљавају жичане мреже са шестоугаоним отворима и квадратним отворима. При томе, мреже са шестоугаоним отворима поседују жице које нису оријентисане у правцу главних напона, па се ова чињеница третира као њихов недостатак. Са друге стране, уграђивање оваквих мрежа је лакше код закривљених елемената (нпр. елементи са двоструком кривином) јер су мреже флексибилније.

Мреже са квадратним отворима деле се на мреже добијене заваривањем жице и мреже добијене плетењем жице. Жице се сада могу поставити у правцима главних максималних напона.

Плетене мреже добијају се плетењем подужних жица око правих попречних жица. При томе дебљина плетених мрежа, у зависности од начина израде, може поседовати дебљину величине до три пречника жице.

Заварене мреже састоје се из равних подужних и попречних жица, те имају дебљину једнаку двоструком пречнику жице. Ове мреже имају већи модул еластичности и већу крутост, те се јављају мање прслине у фази експлоатације. При томе се мора узети у обзир чињеница да се приликом заваривања жица кали, те се редукује њена затезна чврстоћа.

Као форма мрежа за армирање јавља се и тродимензионална мрежа. Овакве мреже поседују дебљину до пет пречника жице и поседују већу крутост од равних заварених мрежа. Тродимензионалност се постиже увођењем савијених држача на које се постављају равне жице у три слоја. При употреби често је довољан само један слој мрежа. Насупрот наведеном, тродимензионалне мреже се теже обликују и прилагођавају пројектованој форми конструкцијских елемената.

Потребно је поменути и могућност галванизовања уместо заваривања мрежа. Лоша страна била би у томе што се галванизацијом жица умањује напон затезања. Уз то, комбиновањем галванизованих мрежа са уобичајеном арматуром изазива се процес реакције галванизованих мрежа који се огледа у испуштању водородна. То је лоше обзиром да атомски водород може да оштети челичну арматуру и умањи чврстоћу и водонепропусност малтера.

Механичке особине металних мрежа у конструкцијским елементима од фeroцементa нису обухваћене никаквим стандардима у домаћој регулативи. Неке препоруке постоје и користе се у Америци. У сваком случају, пре уградње потребно је извршити одређена испитивања затежућих карактеристика мрежа. Такође је потребно предвидети испитивања мрежа везана на њихову чврстоћу у самом композиту, као и осетљивост на задржавање првобитног облика.

#### • ЗАВАРЕНО ПЛЕТИВО ОД ЖИЦЕ

Разлика између заварених жица и завареног плетива огледа се у величини пречника и међусобном размаку жица. Заварено плетиво израђује се од жица већег пречника ( $\geq 2mm$ ) и на већем размаку ( $\geq 25mm$ ). Користиће се самостално или у комбинацији са завареним мрежама (ради смањења цене коштања арматуре). Напон на граници развлачења жице несме бити мањи од  $240MPa$ , односно  $360MPa$  на граници киданја жице.

#### • МЕТАЛНА МРЕЖА ДОБИЈЕНА РАЗВЛАЧЕЊЕМ

Поступак израде оваквих мрежа састоји се у исецању танких отвора у челичном лиму да би се, након тога, извршило развлачење лима у правцу управном на отворе.

Основне предности развучених металних мрежа биле би:

- у односу на заварену жицу, приближно једнака чврстоћа у правцу попречних (кратких) ромбова
- у односу на заварену жицу, већа чврстоћа у правцу подужних (издужених) ромбова
- изванредна контрола прелина
- изванредна отпорност на удар
- у односу на заварену жицу, мања цена коштања.

Основни недостаци развучених металних мрежа били би:

- недостатак флексибилности, што отежава примену код закривљених форми или оштрих ивица конструкцијских елемената
- мрежа је слабија у правцу развлачења.

Металне мреже добијене развлачењем показале су се као погодне при изради љуски и резервоара, уз услов да се користи одговарајући поступак извођења.

#### • ШИПКЕ, ЖИЦЕ И УЖАД ЗА ПРЕДНАПРЕЗАЊЕ

Понекад се, у комбинацији са жичаним мрежама, за израду конструкцијских елемената од фeroцементa користе и шипке арматуре и жице или ужад за преднапрезање (*JUS ТП 22, 2002*). Услов за овакво комбиновање арматура је или релативно већа дебљина елемената фeroцементa или армирање ребара Т-пресека.

У сваком случају, приликом употребе арматурних профила треба се придржавати адекватних одредаба Правилника о техничким нормативима за бетон и армирани бетон (БАБ 87). Правилник о техничким мерама и условима за преднапрегнути бетон (из 1971 године) је меродаван у случају употребе жица, односно ужади за преднапрезање.

- **ДИСКОНТИНУАЛНА ВЛАКНА И АРМАТУРА ОД ПЛАСТИКЕ**

Избор комбинације наведених мрежастих арматура са неким влакнима произвешће матрицу бољих карактеристика (Naaman, 2000). Наиме, влакна смањују пораст прслина, па се могу употребљавати и теже мреже са већим отворима.

Арматура композита може бити изведена као мрежа на бази пластичних влакана (*FRP mesh - fiber reinforced plastic mesh*).

Комбинација свих претходно наведених мрежастих арматура са дисконтинуалним влакнима произвешће матрицу бољих карактеристика. Наиме, влакна смањују пораст прслина, па се могу употребљавати и теже мреже са већим отворима. Влакна могу бити метална или од другог материјала органског или неорганског порекла. Мешањем мрежасте микроарматуре са дисконтинуалним влакнима у коначном се добија тзв. хибридни композит.

## 2.6. Распоред материјала у композиту

Фероцемент је на почетку своје примене дефинисан као материјал састављен из матрице на бази цемента и челичне мрежасте арматуре. Данас, потребно је јасно дефинисати да је арматура овог композита малих димензија (микроарматура) и да не мора бити челична, већ су у употреби и арматурне мреже од пластичних или полимерних влакана. Микроарматура се може комбиновати и са конвенционалном челичном арматуром (која би сада добила назив "челични скелет"). Такође је потребно нагласити да цементна матрица може бити комбинована и са кратким дисконтинуалним влакнима.

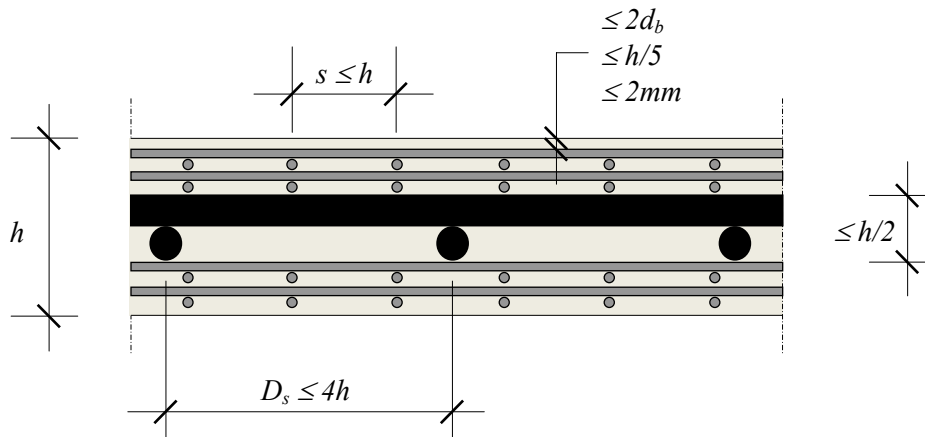
Уз ове напомене, може се приказати неколико типичних попречних пресека кроз конструкцијске елементе од фероцемента (слика 2.5) (Naaman, 2000):



Слика 2.5 – Типични попречни пресеци елемената од фероцемента (Naaman, 2000)

## 2.7. Практичне препоруке при пројектовању

Постоје бројни практични параметри које је потребно следити приликом пројектовања конструкцијских елемената од фeroцементa (*Naaman, 2000*), (*IFS Commitee 10, 2001*). Параметри су дефинисани након дугогодишњег периода испитивања и извођења конструкција у овом материјалу, те гарантују сигурност, употребљивост и добро понашање фeroцементне конструкције.



Слика 2.6 – Препоруке при пројектовању (*Naaman, 2000*), (*IFS Commitee 10, 2001*)

- Заштитни слој арматуре мора бити једнак минималној од следеће три вредности: двострука дебљина жице (или дебљина друге арматуре која се користи), петина укупне дебљине елемента или  $2mm$ . Могућа је мања дебљина заштитног слоја уколико арматура није подложна брзој корозији, уколико је површина елемента заштићена одговарајућим премазом или ако је ширина прслина ограничена на  $0,05mm$ . За елементе чија је дебљина мања од  $25mm$  задовољавајуће резултате постиже заштитни слој од  $2mm$ .
- За попречни пресек конструкцијског елемента од фeroцементa укупне дебљине  $h$ , отвори на мрежастој арматури  $s$  не смеју бити већи од  $h$ .
- За попречни пресек конструкцијског елемента од фeroцементa укупне дебљине  $h$ , отвори на челичном скелету  $D_s$  не смеју бити већи од  $4h$ .
- Конструкцијски елементи који су пројектовани као резервоари за воду и при том нису преднапрегнути, морају поседовати укупни запремински удео арматуре минимално  $3,5\%$  и укупну специфичну површину арматуре минимално  $0,16 mm^2/mm^3$ .
- Допринос дисконтинуалних влакана у композиту може се узети у обзир при прорачуну специфичне површине арматуре, али се може занемарити у прорачуну запреминског удела арматуре.
- Уколико се користи челични скелет тада се препоручује да скелетна арматуре не заузима више од  $50\%$  дебљине фeroцементног конструкцијског елемента.
- Боље особине композита, везане за ширину прслина, водонепропустљивост и дуктилност, постижу се равномернијом расподелом арматуре по дебљини елемента и повећањем њене специфичне површине (увек је боље поставити више слојева мреже од минимума).

## 2.8. Извођење конструкцијских елемената од фeroцементa

Опште прихваћено мишљење је да извођење било којег фeroцементног конструкцијског елемента треба бити урађено од почетка до краја без прекида. Овакав став подразумева пажљиво ангажовање већег броја радника на припреми и изради конструкције уз ограничене временске услове. Уколико је потребан дужи временски рок за израду неких конструкцијских елемената, тада употреба успоривача везивања има потпуно оправдану примену.

Приликом припреме мешавине малтера потребно је одабрати такав начин мешања који омогућава хомогену мешавину састојака без грудвица (не препоручује се коришћење ротационих мешалица са додатним перајама са стране, док је нпр. ручно мешање један од задовољавајућих поступака). Приликом справљања мешавине састојци се морају дозирати пажљиво и то тежински. Вода се такође дозира тежински. Количина воде мора се тачно мерити како не би дошло до одступања од прописаног водоцементног фактора, који мора бити што је могуће нижи. При томе се однос песак-цемент мора прилагодити тако да се добије течна смеша која се може пробити кроз предвиђену арматуру (микроарматуру). Малтер се справља континуално и уграђује се један сат након мешања. Забрањено је размекшавање малтера додавањем воде. Што се тиче самог поступка израде малтера, препоручује се поступак са мешалицом где би се прво насула вода, а затим додао цемент (и пуцолан) и на тај начин би се оформила смеша. Након тога приступа се додавању агрегата и мешању до жељене конзистенције.

Уграђивање малтера превасходно се врши ручно. Поступак се састоји из утискивања малтера кроз арматурну мрежу. Могуће је, такође, малтер убризгавати специјалним пиштољима за убризгавање. Сам начин уграђивања малтера зависи од примењене методе уградње, што ће бити описано у даљем тексту. При изради завршног слоја подразумева се да се обезбеди довољна дебљина заштитног слоја усвојене арматуре. Завршна површина елемента може бити глатка, а уколико се предвиђа лепљење прекривајућег слоја тада се површина благо орапављује. Ако се овај поступак изводи механичким путем тада би то био поступак посипањем песком или слични поступци механичке абразије. Примена хемијског пута захтева преливање површине фeroцементног елемента раствором неке киселине (нпр. хлороводоничне која би орапавила површину али и могла изазвати корозију арматуре, или фосфорне која би поред рапаве површине могла оставити мрље које је немогуће опрати).

Посебна пажња посвећује се неговању малтера које почиње убрзо након формирања завршног слоја. Висока вредност цемента и низак водоцементни фактор у процесу хидратације захтевају велику количину слободне воде, док се количина воде која би испарила своди на минимум. Зато се препоручује употреба справа за орошавање и замагљивање или прекривање површине елемената дуплим слојем наквашених тканина. При томе је потребно тканине континуирано квасити.

Циљ извођења фeroцементних конструкцијских елемената јесте да се систем слојевито постављених мрежа комплетно и потпуно обухвати пластичним портланд цементним малтером. Ма како била извођена конструкција, подразумева се висок степен контроле квалитета. Врло је важно да се угради добро набијен малтер и онемогући заробљавање ваздуха унутар композита.



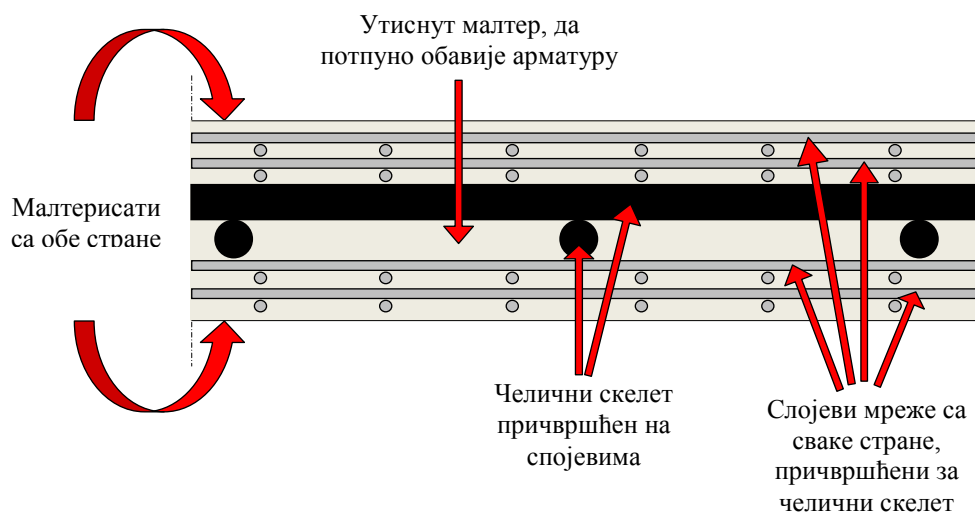
Постоји више начина израде фероцементних конструкцијских елемената. Изабрати најбољи начин израде значи познавати специфичну примену фероцемента, могућности справљања и уграђивања, обученост радне снаге и цену коштања. Данас су актуелне следеће методе извођења (Naaman, 2000), (ЈУС ТП 22, 2002):

- метода скелетне арматуре (или арматурни систем)
- метода (или систем) затворене оплате
- метода (или систем) интегралне оплате
- метода (или систем) отворене оплате

Одлука о избору адекватне методе треба бити донета на основу искуства и расуђивања инжењера. При томе могу бити употребљени поступци израде који представљају варијације наведених метода, а малтер може бити уграђиван применом различитих техника, укључујући директно уграђивање и убризгавање.

### 2.8.1. Метода скелетне арматуре (арматурни систем)

Овај систем представља рам од везаних арматурних шипки (тзв. челични скелет) за који су слојеви арматурних мрежа везани са обе стране. Уградња малтера на овако припремљеном арматурном склопу врши се са једне стране, утискивањем малтера кроз слојеве мрежа до друге стране (слика 2.7).

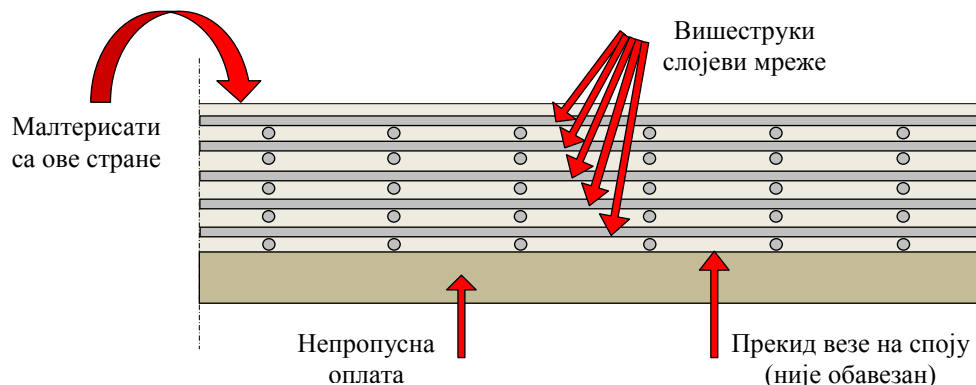


Слика 2.7 – Метода скелетне арматуре (арматурни систем) (Naaman, 2000)

Челични скелет може да поприми сваки облик. Пречник шипки употребљених за челични скелет зависи од величине конструкције. Челични скелет се сече на специфицирану дужину, савија у одговарајућу форму и спаја у предвиђене секвенце. Осигуравање континуитета челичног скелета постиже се правилним дужинама преклапања профила. За пречнике шипки који се најчешће користе код фероцементних конструкцијских елемената ( $\leq \varnothing 6$ ) довољне дужине преклапања биле би у интервалу  $230 \div 300 \text{ mm}$ . Након монтаже челичног скелета захтевани број слојева мрежа се везује за њега са сваке стране.

## 2.8.2. Метода (систем) затворене оплате

Извођење фероцементних конструкцијских елемената методом затворене оплате подразумева поступак при коме се више слојева мреже или комбинација мрежа и шипки, спаја или на неки други начин задржава у позицији уз површину затворене оплате (тј. мушка или женска оплата). Након тога, малтер се наноси са једне стране (слика 2.8). Сама оплата може остати као трајни део завршене фероцементне конструкције. Уколико се оплата уклања, треба предвидети употребу средстава за релаксацију.

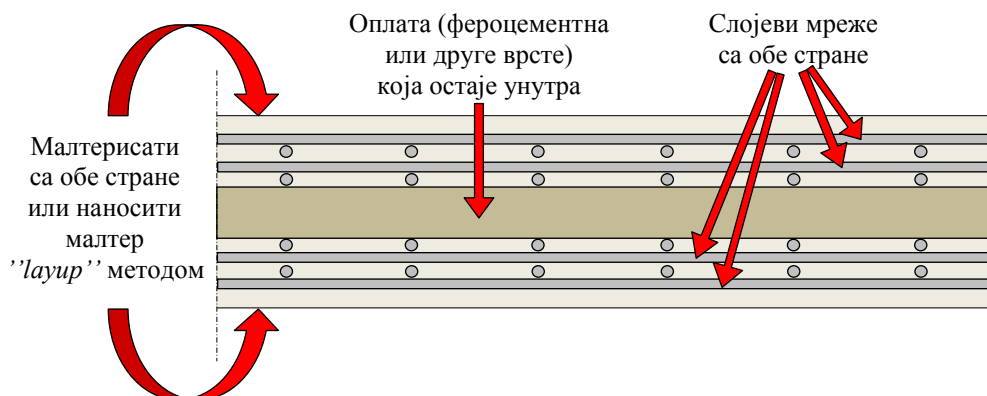


Слика 2.8 – Метода (систем) затворене оплате (Naaman, 2000)

Избором методе затворене оплате ствара се тенденција елиминације скелетних профила и могућност израде конструкцијског елемента са чисто мрежном арматуром. Израда се може извести на два начина: малтерисати са једне стране преко мреже, или: постављати слој мреже ураћањем у уграђен малтер.

## 2.8.3. Метода (систем) интегралне оплате

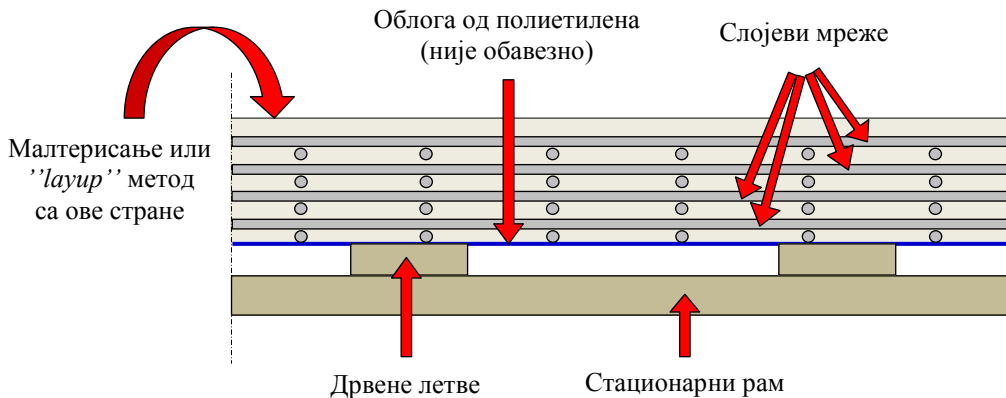
Метода интегралне оплате добила је име по томе што изведени оплатни систем остаје трајно у фероцементу или у трајном контакту са фероцементом. Интегрална оплата може се извести као полукрути рам начињен од минималног броја слојева мреже, у који се уграђује малтер са једне или обе стране. Након очвршћавања малтера добила би се крута оплата од фероцемента лошег квалитета. Тада се на овакву круту оплату са обе стране уграђују слојеви мреже и малтера (слика 2.9). Као могуће решење за израду интегралне оплате помиње се језгро од крутих изолационих материјала полистирена и полиуретана.



Слика 2.9 – Метода (систем) интегралне оплате (Naaman, 2000)

### 2.8.4. Метода (систем) отворене оплате

Процес израде фероцементних конструкцијских елемената методом отворене оплате своди се на поступак уградње малтера са једне стране кроз слојеве арматурних мрежа или арматурних мрежа и шипки. При томе се предвиђена арматура фероцементног елемента везује за отворену оплату направљену од мреже дрвених летви и стационарних рамова (слика 2.10).



Слика 2.10 – Метода (систем) отворене оплате (Naaman, 2000)

Комплетна отворена оплата обложена је опуштајућим (ослобађајућим) додацима или је потпуно покривена облогом од полиетилена, а све у циљу лакшег уклањања оплате и боље могућности надгледања процеса уградње малтера. Ова метода је традиционална метода израде чамаца. Генерално, ова метода је слична методи затворене оплате, све до тренутка када се оплата уклања. Међутим, у односу на методу затворене оплате, овде је и површина елемента која лежи на оплати добрим делом видна, те су контрола уградње малтера и евентуалне поправке много лакше.

## **2.9. Карактеристике фeroцементa наспрам конвенционално армираног бетона**

Фероцемент је, по дефиницији, форма армираног бетона. Из саме дефиниције следе бројне међусобне сличности ова два грађевинска материјала. Са друге стране, постоје и бројни фактори различитости, који су веома битни како би се објаснила разлика у њиховом понашању. Може се чак рећи да фероцемент представља екстремну зону армираног бетона, јер се међусобним упоређивањем понашања јављају значајна одступања која их, уствари, раздвајају на два слична али различита материјала (*Naaman, 2000*).

### **2.9.1. Фероцемент – конвенционално армиран бетон → сличности**

- При изради армираног бетона и фероцементa користе се сличне матрице и арматурни материјали.
- Оба грађевинска материјала повинују се истим механичким законима и принципима.
- Оба грађевинска материјала могу се димензионисати по истим теоријама.
- Армирани бетон и фероцемент могу бити испитивани и анализирани употребом истих техника.
- Практично искуство при употреби армираног бетона као грађевинског материјала нуди одличну базу за анализирање и пројектовање фероцементних конструкцијских елемената.

### **2.9.2. Фероцемент – конвенционално армиран бетон → разлике**

#### **2.9.2.1. Разлике у физичким карактеристикама**

- Фероцементни елементи су тањи од армираног бетонских.
- Арматура фероцементних елемената је распоређена по целој дебљини попречног пресека.
- Фероцементни елементи су армирани увек у два правца (трансверзалном и лонгитудиналном).
- Фероцементна матрица је начињена од финог малтера или пасте, док матрица армираног бетона садржи агрегат већих димензија.

### 2.9.2.2. Разлике у механичким карактеристикама

- Фероцемент може поседовати хомогено-изотропне карактеристике у два ортогонална правца.
- Фероцемент има велику чврстоћу на затезање и високу отпорност на кидање. Чврстоћа на затезање фероцементног елемента може бити одговарајућа његовој чврстоћи при притиску.
- Конструкцијски елементи од фероцемента, генерално, поседују већи проценат армирања (препоручује се проценат армирања 2% ÷ 8%).
- Фероцементни елементи имају већу специфичну површину арматуре од армирано бетонских.
- Због велике специфичне површине арматуре и присуства арматуре у оба правца (трансверзалном и лонгитудиналном), процес настанка прлина и пост прлински процес фероцементних елемената разликују се од истих процеса у армирано бетонским елементима.
- Фероцемент поседује већу дуктилност (његово издужење до кидања под напоном, његов дозвољени угиб под максималним оптерећењем који расте са повећањем броја мрежа у пресеку) у односу на армирано бетонске елементе. Дуктилност расте са порастом специфичне површине арматуре у већој мери него што је примећено у армираном бетону.
- Због веома мале ширине прлина под експлоатационим оптерећењем и одличне дуктилности, фероцемент поседује добре водонепропусне карактеристике за примену код објеката који су у додиру са течностима.
- Уколико су мреже у фероцементном елементу галванизоване и обзиром на мале ширине прлина, фероцемент показује добру издржљивост на разна дејства средине.
- Због дводимензионалног армирања системом мрежа, фероцементни елементи имају бољу отпорност на ударна дејства.

### 2.9.2.3. Разлике у обради, изради, одржавању и поправкама

- Методе израде фероцементних конструкцијских елемената разликују се од метода израде елемената у конвенционалном армираном бетону.
- Израда фероцементних елемената може се прилагодити нижем технолошком нивоу у односу на армирано бетонске елементе (потребно је мање механизације и тешке опреме). Такође, могуће је индустријализовати процес израде фероцементних елемената на вишем нивоу од процеса индустријализације армирано бетонских елемената, уз мање инвестиције.
- Фероцементне конструкцијске елементе је веома лако одржавати и поправљати.
- При изради објеката на или у близини мора фероцемент представља рационалније решење од, на пример, армираног бетона, дрвета или полимерних композита. При изради бродова фероцемент је дефинитивно најрационалније решење.

## 2.10. Ознаке, дефиниције и параметри арматуре фeroцементних конструкцијских елемената

### 2.10.1 Терминологија

Према техничким препорукама (*ЈУС ТП 22, 2002*) примењују се следеће ознаке:

$A_c$  = површина попречног пресека композита од цемента

$A_r$  = укупна ефективна површина попречног пресека арматуре у правцу који се посматра:

$$A_r = \sum_{i=1}^N A_{ri}$$

$A_{ri}$  = ефективна површина попречног пресека мреже слоја  $i$  у правцу који се посматра

$b$  = ширина пресека фeroцементног композита

$c$  = удаљење од најоптерећенијег притиснутог влакна до неутралне осе

$d''$  = чист заштитни слој малтера за први слој жице

$d_w$  = пречник или еквивалентни пречник коришћене арматуре

$d_{ri}$  = растојање од најудаљенијег притиснутог влакна до центра слоја  $i$  за армирање

$E_m$  = модул еластичности цементног малтера

$E_{mr}$  = модул еластичности испрсколог фeroцементна при затезању (нагиб тангенте на дијаграм напон-деформација у испрсколом еластичном стању)

$E_r$  = ефективни модул еластичности система за армирање

$E_s$  = модул еластичности челика за армирање

$f'_c$  = прописана чврстоћа на притисак цементног малтера

$f_{si}$  = напон у слоју арматуре  $i$

$f_{su}$  = чврстоћа мреже за армирање или шипки арматуре

$f_y$  = напон течења мреже за армирање или шипки арматуре

$h$  = дебљина пресека елемента од фeroцементна

$M_n$  = номинална гранична носивост на савијање

$N_n$  = номинална гранична носивост на затезање

$N$  = број слојева арматуре

$n_r$  = модуларни однос арматуре

$s$  = величина отвора мреже

$S_r$  = специфична површина арматуре

$S_{rL}$  = специфична површина арматуре у лонгитудиналном (подужном правцу)

$S_{rT}$  = специфична површина арматуре у трансверзалном (попречном правцу)

- $V_r$  = запремински удео арматуре  
 $V_{ri}$  = запремински удео арматуре за слој  $i$   
 $V_{rL}$  = запремински удео арматуре у лонгитудиналном правцу  
 $V_{rT}$  = запремински удео арматуре у трансверзалном правцу  
 $\beta_l$  = фактор који дефинише дебљину квадратног напонског блока  
 $\eta$  = глобални фактор ефикасности уграђене арматуре у супротстављању затезању или затезању при савијању  
 $\eta_L$  = вредност  $\eta$  када оптерећење или напон делује у лонгитудиналном правцу мреже за армирање или шипки за армирање  
 $\eta_T$  = вредност  $\eta$  када оптерећење или напон делује у трансверзалном правцу мреже за армирање или шипки за армирање  
 $\eta_\theta$  = вредност  $\eta$  када оптерећење или напон делује у правцу који заклапа угао  $\theta$  са лонгитудиналним правцем  
 $\varepsilon_{cu}$  = гранична дилатација при притиску цементног малтера (генерално се подразумева вредност 0,0035)  
 $\varepsilon_{ri}$  = дилатација слоја  $i$  арматурне мреже  
 $\varepsilon_y$  = номинална дилатација течења мреже за армирање =  $f_y/E_r$   
 $\Sigma_o$  = укупна површина приањања арматуре (са малтером) по јединици дужине  
 $f_{cy}$  = напон у фeroцементном композиту при течењу арматуре  
 $f_{cu}$  = напон у фeroцементном композиту при кидању арматуре

### 2.10.2. Дефиниције

Према техничким препорукама (*ЈУС ТП 22, 2002*) примењују се следеће дефиниције:

- АРМАТУРА** → укупан систем за армирање или скелетна арматура и мрежа за елементе и конструкције од фeroцементa.
- СКЕЛЕТНА АРМАТУРА** → раван скелет повезаних челичних шипки које обезбеђују облик и основу за слојеве мреже постављене са обе стране.
- ПОДУЖНИ ПРАВАЦ** → правац ваљања арматуре (дужа страна) код израде у фабрици.
- ПОПРЕЧНИ ПРАВАЦ** → правац мреже нормалан на подужни правац; такође правац ширине мреже као што се производи у фабрици.

### 2.10.3. Параметри арматуре

Приликом дефинисања арматуре фероцементних конструкцијских елемената (*Naaman, 2000*), (*IFS Committee 10, 2001*), (*ЈУС ТП 22, 2002*), најчешће се користе следећа четири параметра:

- запремински удео арматуре
- специфична површина арматуре
- ефективна површина попречног пресека арматуре
- ефективни модул еластичности арматуре.

#### 2.10.3.1. Запремински удео арматуре $V_r$

Запремински удео арматуре је однос укупне запремине арматуре подељене са укупном запремином композита (арматуре и матрице) (*Naaman, 2000*):

$$V_r = \frac{V_m}{V_c}$$

#### • АРМАТУРНЕ МРЕЖЕ СА КВАДРАТНИМ И ПРАВОУГАОНИМ ОТВОРИМА

Код оваквог типа мрежа запремински удео арматуре може се срачунати помоћу израза:

$$V_r = \frac{N \cdot \pi \cdot d_w^2}{4 \cdot h} \cdot \left[ \frac{l}{D_L} + \frac{l}{D_T} \right]$$

- где је:
- $N$  = број слојева арматуре
  - $\pi$  = 3,14
  - $d_w$  = пречник или еквивалентни пречник коришћене арматуре
  - $h$  = дебљина пресека елемента од фероцемента
  - $D_L$  = осовинско растојање жица мрежне арматуре у подужном правцу
  - $D_T$  = осовинско растојање жица мрежне арматуре у попречном правцу

Запремински удео арматуре може се исказати и преко делова арматуре оријентисаних у подужном и попречном правцу:

$$V_r = V_{rL} + V_{rT}$$

$$V_{rL} = \frac{N \cdot \pi \cdot d_w^2}{4 \cdot h} \cdot \frac{l}{D_L}$$

$$V_{rT} = \frac{N \cdot \pi \cdot d_w^2}{4 \cdot h} \cdot \frac{l}{D_T}$$



Како је код мрежа са квадратним отворима  $D_L = D_T = D$ , израз за срачунавање запреминског удела арматуре оваквих мрежа биће:

$$V_r = \frac{N \cdot \pi \cdot d_w^2}{2 \cdot h \cdot D}$$

• ДРУГИ ТИПОВИ АРМАТУРНИХ МРЕЖА

Код шестоугаоних, развучених или других нерегуларних типова мрежа запремински удео арматуре може се срачунати помоћу израза:

$$V_r = \frac{N \cdot W_m}{h \cdot \gamma_m}$$

где је:

- $N$  = број слојева арматуре
- $W_m$  = тежина мреже по јединици површине ( $kN/m^2$ )
- $h$  = дебљина пресека елемента од фeroцементa
- $\gamma_m$  = густина челика ( $kN/m^3$ )

**2.10.3.2. Специфична површина арматуре  $S_r$**

Специфична површина арматуре представља однос укупне површине приањања арматуре за малтер и укупне запремине композита (*Naaman, 2000*):

$$S_r = \frac{\Sigma_o}{b \cdot h}$$

где је:

- $\Sigma_o$  = укупна површина приањања арматуре (са малтером) по јединици дужине
- $b$  = ширина пресека елемента од фeroцементa
- $h$  = дебљина пресека елемента од фeroцементa

Укупна површина приањања арматуре је контактна површина арматуре и малтера, односно укупна површина арматуре која је у додиру са малтером и не треба је мешати са површином арматуре у фeroцементном конструкцијском елементу.

Специфична површина арматуре може се исказати и преко делова арматуре орјентисаних у подужном и попречном правцу:

$$S_r = S_{rL} + S_{rT}$$

За мреже са квадратним отворима важе следећи изрази:

$$S_{rL} = S_{rT} = \frac{S_r}{2} = \frac{2 \cdot V_r}{d_w} = \frac{4 \cdot V_{ri}}{d_w} = \frac{4 \cdot V_{rT}}{d_w}$$

те се за мреже пречника (или еквивалентног пречника)  $d_w$  специфична површина арматуре у подужном правцу може срачунати као:

$$S_{rL} = \frac{4 \cdot V_{ri}}{d_w} = \frac{p}{A_c}$$

где је:  $p$  = тотални пречник жица у лонгитудиналном (подужном) правцу  
 $A_c$  = површина попречног пресека композита од цемента

Слична формула може се применити и на трансверзални (попречни) правац.

### 2.10.3.3. Ефективна површина попречног пресека арматуре $A_r$ ,

Ефективна површина попречног пресека арматуре у једном правцу срачунава се из следећег израза (Naaman, 2000):

$$A_r = \eta \cdot V_r \cdot A_c$$

где је:  $\eta$  = глобални фактор ефикасности уграђене арматуре у супротстављању затезању или затезању при савијању  
 $V_r$  = запремински удео арматуре  
 $A_c$  = површина попречног пресека композита од цемента

Вредност  $\eta$  може се узети за лонгитудинални (подужни) правац ( $\eta_L$ ), или за трансверзални (попречни) правац ( $\eta_T$ ), или за ма који други правац  $\theta$ , уколико је доступан ( $\eta_\theta$ ). Типичне вредности  $\eta$ , добијене на основу испитивања челичних мрежа уобичајених при изради фероцементних елемената (ACI Committee 549.1R-88 and 1R-93, 1988, 1993), дате су у табели 2.3:

Табела 2.3 – Препоруке за типичне вредности глобалног фактора ефикасности (ACI Committee 549.1R-88 and 1R-93, 1988, 1993)

		Плетене мреже са квадратним отворима	Заварене мреже са квадратним отворима	Мреже са шестоугаоним отворима	Мреже добијене развлачењем	Подужне шипке
Глобални фактор ефикасности $\eta$	Лонгитудинални правац $\eta_L$	0,50	0,50	0,45	0,65	1,00
	Трансверзални правац $\eta_T$	0,50	0,50	0,30	0,20	0
	За правац $\theta=45^\circ$ $\eta_\theta$	0,35	0,35	0,30	0,30	0,70

Уколико се у истом пресеку фeroцементног елемента користе различити типови арматурних мрежа, тада би се ефективна површина попречног пресека арматуре у једном правцу срачунавала из следећег израза:

$$A_r = \sum A_{ri} = \sum \eta \cdot V_{ri} \cdot A_c$$

где је:  $A_{ri}$  = ефективна површина арматуре за мрежу слоја  $i$

$V_{ri}$  = запремински удео арматуре за мрежу слоја  $i$

Сумирање вредности се ради у интервалу од  $1$  до  $N$ , где  $N$  представља број слојева арматуре употребљених у фeroцементном конструкцијском елементу.

#### 2.10.3.4. Ефективни модул еластичности арматуре

У терминологију се уводи **ефективни модул система за армирање** ( $E_r$ ) зато што се армирање фeroцементних елемената често врши арматурама чије карактеристике зависе од разних фактора и не могу се формулисати као у конвенционално армираном бетону (*Naaman, 2000*).

Арматурне мрежа, која је челична или од неког другог материјала, има другачији модул еластичности од модула еластичности самих влакана или жица од којих је направљена. Даље, плетена челична мрежа се, због таласастог профила жица, развлачи више од сличне заварене челичне мреже сачињене од правих жица. Из тог разлога плетена челична мрежа се понаша као да има мањи модул еластичности од челичних жица од којих је направљена. Када се плетена мрежа угради у цементни малтер, па услед затезања тежи да се исправи, тада сам цементни малтер спречава то исправљање. То доводи до појаве назване "повећање крутости при затезању". Слична појава јавиће се и код развучене металне мреже и шестоугаоне мреже. Увођењем ефективног модула система за армирање ( $E_r$ ) обухваћени су наведени ефекти.

За заварене металне мреже ефективни модул система за армирање изједначава се са модулом еластичности челичне жице ( $E_r = E_s$ ). За остале врсте мрежа препоручује се податак добијен из опита затезања фeroцементног композита. Такође постоје и предлози за вредност ефективног модула система за армирање  $E_r$  који се користе у фази пројектовања и то за неке стандардне фeroцементне арматурне мреже.

## 2.11. Критеријуми за прорачун

Приступ прорачуну фероцементних конструкцијских елемената сличан је приступу који је генерално усвојен у грађевинском инжењерству, а нарочито код конвенционално армираних и претходно напрегнутих бетонских конструкција. Прорачун је базиран на задовољењу граничних стања конструкције, при чему се гранично стање дефинише као граница између прихватљивог и неприхватљивог стања и понашања конструкције у току експлоатације.

Гранична стања често се класификују на две категорије:

- гранично стање **носивости** (ГСН)
- гранично стање **употребљивости** (ГСУ)

При томе допуштени напони, максимална ширина прслине или гранична вредност угиба припадају категорији граничних стања употребљивости. Колапс конструкције настао услед савијања или смицања припада категорији граничних стања носивости. Замор материјала налази се негде између наведених категорија. Уколико се замор материјала посматра као узрок више пута поновљеног експлоатационог оптерећења, биће сврстан у гранична стања употребљивости. Међутим, уколико замор доводи до колапса конструкције, може припадати категорији граничних стања носивости. Носивости на савијање, затезање, смицање и торзију изазване граничним оптерећењем спадају у категорију граничних стања носивости.

У *табели 2.4* приказани су критеријуми граничних стања релевантни за прорачун фероцементних конструкцијских елемената (*Naaman, 2000*).

*Табела 2.4 – Типични критеријуми граничног стања који се користе при прорачуну (Naaman, 2000)*

<b>1. КРИТЕРИЈУМ НОСИВОСТИ</b>	$M_u \leq \phi M_n$ $N_u \leq \phi N_n$ $T_u \leq \phi T_n$
<b>2. КРИТЕРИЈУМ УПОТРЕБЉИВОСТИ</b>	Под задатим експлоатационим оптерећењима $(M_D + M_L)$ или $(M_D + \psi M_L)$ , $\psi \leq 1$
а) Гранична стања дозвољених напона	Стварни напони $\leq$ Прописани лимити
б) Замор	Напони у бетону и арматури $\leq$ Прописани лимити
в) Прслине	Максимални отвор прслине $\leq$ Прописани лимит
г) Угиби	Максимални угиби $\leq$ Прописани лимити
д) Водопропустљивост под притиском	Максимална водопропустљивост $\leq$ Прописани лимит
ђ) Енергија удара	Максимална енергија $\geq$ Прописани лимит
е) Корозија: обично урачуната са строжим ограничењима од ширине прслина	
ж) Друга гранична стања: вибрације итд.	
<b>3. КРИТЕРИЈУМ ДУКТИЛНОСТИ</b>	Индекс дуктилности $\geq$ Прописани индекс
<b>4. КРИТЕРИЈУМ ПОУЗДАНОСТИ</b>	Када било који од претходних критеријума представља гранично стање и када је утврђена могућност прекорачења граничног стања

## 2.12. Главни приступи прорачуну

Фероцементни конструкцијски елементи могу се пројектовати употребљавајући филозофију прорачуна и пројектантске приступе који су већ у употреби код конструкција од других грађевинских материјала, као што су армирани бетон, челик или дрво (*Naaman, 2000*), (*IFS Commitee 10, 2001*). Актуелни прорачунски приступи обично се базирају на следећој терминологији:

- USD:** *Ultimate strenght design*  
(Прорачун према граничној чврстоћи)
- LSD:** *Limit state design*  
(Прорачун према граничном стању носивости)
- LRFD:** *Load and resistance factor design*  
(Прорачун према фактору оптерећења и носивости)
- WSD:** *Working stress design*  
(Прорачун према радним напонима)
- ASD:** *Allowable stress design*  
(Прорачун према дозвољеним напонима)

### 2.12.1. USD, LSD или LRFD

Уколико се примењује било који од наведена три прорачунска приступа, препоручује се следећи израз:

$$U = \sum \gamma_i \cdot Q_i \leq \phi \cdot R_n$$

- где је:
- $i$  = тип дејства (сопствено, стално, повремено, ветар, итд.)
  - $Q_i$  = рачунска вредност утицаја од одређеног типа дејства
  - $\gamma_i$  = парцијални коефицијент за одређени тип дејства
  - $U$  = захтевана или задата чврстоћа носивости
  - $\sum \gamma_i \cdot Q_i$  = сума рачунских вредности утицаја помножених одговарајућим парцијалним коефицијентима =  $U$
  - $R_n$  = номинална чврстоћа или носивост
  - $\phi$  = коефицијент носивости који одговара номиналној чврстоћи или носивости
  - $\phi \cdot R_n$  = рачунска чврстоћа или рачунска номинална носивост

Лева страна израза представља захтевану или задату носивост која је добијена прорачуном конструкције, оптерећене претпостављеним дејствима. Десна страна израза представља граничне могућности (капацитет) анализираниог елемента конструкције.

Уколико се у првом кораку прорачуна фeroцементних конструкцијских елемената користе парцијални коефицијенти усвојени за конвенционално армирани бетон, може доћи до значајнијег смањења сигурности конструкцијских елемената. Разлог је мала дебљина фeroцементних у односу на армирано бетонске елементе. Типична дебљина фeroцементних конструкцијских елемената креће се у интервалу  $10\div 25mm$ , те смањење или повећање усвојене у односу на претпостављену дебљину елемента за величину реда неколико милиметара води ка значајнијем одступању у интензитету утицаја од сталног (сопственог) дејства. То доводи до закључка да парцијални коефицијент за стална дејства мора бити већи за фeroцемент него за армирани бетон.

Такође, однос између парцијалних коефицијената за стално и повремено дејство код фeroцементна је мањи у односу на армирани бетон, па и могућност грешке при предвиђању и усвајању интензитета ових дејстава може имати значајан утицај на грешке у прорачуну.

Захтевана носивост ( $U = \sum \gamma_i \cdot Q_i$ ) у прорачуну је дефинисана као максимална апсолутна вредност силе добијене из задате комбинације дејстава.

Привремено препоручене комбинације дејстава за фeroцементне конструкцијске елементе (*IFS Committee 10, 2001*) биле би:

$$2 \cdot D + 1.40 \cdot SD + 2 \cdot L$$

$$0.75 \cdot (2 \cdot D + 1.40 \cdot SD + 2 \cdot L + 1.70 \cdot W)$$

$$0.90 \cdot D + 1.30 \cdot W$$

$$2 \cdot D + 1.40 \cdot SD + 2 \cdot L + 1.70 \cdot H$$

$$0.75 \cdot (2 \cdot D + 1.40 \cdot T + 2 \cdot L)$$

$$2 \cdot D + 1.40 \cdot T$$

где је:

$D$	=	стално дејство од сопствене тежине
$SD$	=	додатно стално дејство
$L$	=	повремено дејство
$W$	=	дејство од ветра
$H$	=	дејство од притиска гла
$T$	=	дејство температурне промене, температурне разлике, скупљања, течења и других битних ефеката

Коефицијенти уз наведена дејства су парцијални коефицијенти за одређене типове дејстава.

Истовремено, препоручене комбинације дејстава за армирано бетонске конструкцијске елементе (*ACI 318.R-95, 1995*) биле би:

$$1.40 \cdot D + 1.70 \cdot L$$

$$0.75 \cdot (1.40 \cdot D + 1.70 \cdot L + 1.70 \cdot W)$$

$$0.75 \cdot (1.40 \cdot D + 1.70 \cdot W)$$

$$0.90 \cdot D + 1.30 \cdot W$$

те се може уочити разлика између препоручених парцијалних коефицијената за елементе од фeroцементa и елементе од армираног бетона.

Коефицијенти носивости ( $\phi$ ) за армирани бетон, препоручени од стране *ACI 318 (ACI 318.R-95, 1995)*, препоручују се и за фeroцементне конструкцијске елементе:

$\phi = 0,90$  - за савијање и аксијално затезање

$\phi = 0,85$  - за смицање

$\phi = 0,70$  - за аксијални притисак

Уколико се **USD** прорачунски приступ примени на савијање, центрично затезање и смицање, биће употребљени следећи изрази за гранично стање носивости:

$$M_u = \gamma_D \cdot M_D + \gamma_{SD} \cdot M_{SD} + \gamma_L \cdot M_L \leq \phi \cdot M_n$$

$$V_u = \gamma_D \cdot V_D + \gamma_{SD} \cdot V_{SD} + \gamma_L \cdot V_L \leq \phi \cdot V_n$$

$$N_u = \gamma_D \cdot N_D + \gamma_{SD} \cdot N_{SD} + \gamma_L \cdot N_L \leq \phi \cdot N_n$$

где је:  $M_u$  = гранични момент савијања

$V_u$  = гранична трансверзална сила

$N_u$  = гранична нормална сила

$M_n$  = номинални момент савијања, тј. максимум носивости конструкције на савијање

$V_n$  = номинална трансверзална сила, тј. максимум носивости конструкције на смицање

$N_n$  = номинална аксијална сила, тј. максимум носивости конструкције на аксијално затезање или аксијални притисак

### 2.12.2. WSD или ASD

Препоручује се (*Naaman, 2000*), (*IFS Committee 10, 2001*), уколико се усвоји један од два наведена прорачунска приступа, следећи израз:

$$\text{СТВАРНИ НАПОН} \leq \text{ДОПУШТЕНИ НАПОН}$$

где се подразумевају апсолутне вредности напона.

Допуштени напон може се добити на следећи начин:

$$\text{ДОПУШТЕНИ НАПОН} = \text{ЧВРСТОЋА} / \text{ФАКТОР СИГУРНОСТИ}$$

За савијање, центрично затезање или смицање, стварни напон у неиспрскалом пресеку директно је пропорционалан аплицираним дејствима:

$$\text{ДОПУШТЕНИ НАПОН} = \frac{N}{A_c} \quad \text{за аксијалну силу затезања}$$

$$\text{ДОПУШТЕНИ НАПОН} = \frac{M}{S} \quad \text{за момент савијања}$$

$$\text{ДОПУШТЕНИ НАПОН} = \frac{V \cdot K}{I \cdot b} \quad \text{за трансверзалну силу}$$

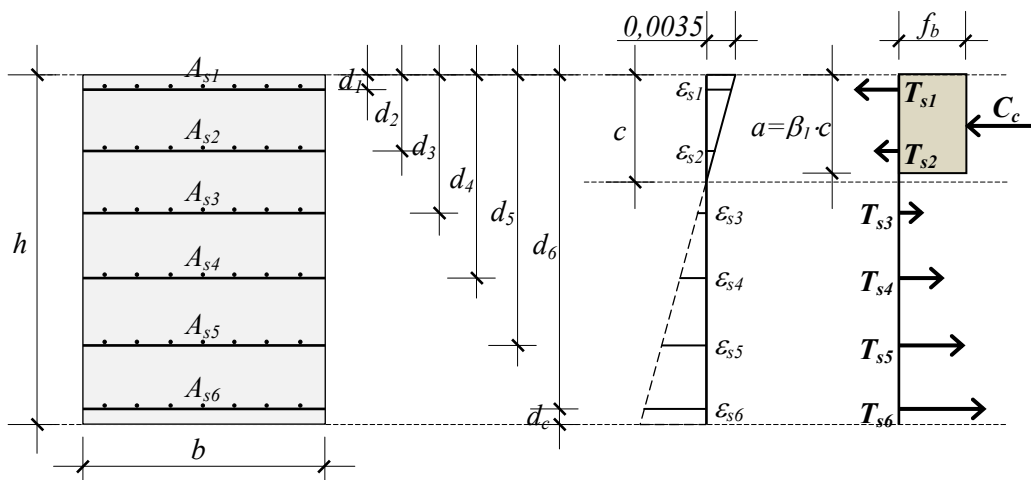
где је:

- $A_c$  = површина попречног пресека композита
- $S$  = статички момент површине попречног пресека
- $K$  = статички момент површине изнад смичуће равни
- $I$  = момент инерције попречног пресека
- $b$  = ширина смичуће равни

При употреби **WSD-ASD** пројектантског приступа, прорачун допуштених напона конвенционално армираних или претходно напрегнутих конструкцијских елемената може бити примењен као база за прорачун фeroцементних конструкцијских елемената.

### 2.12.3. Препоруке домаће регулативе

Према Техничкој препоруци за фeroцемент (*ЈУС ТП 22, 2002*): "Фeroцемент, правила за пројектовање, извођење и одржавање", анализа попречних пресека елемената од фeroцементa који су напрегнути на савијање или савијање и аксијалну силу, слична је анализи конвенционалних армирано бетонских конструкција са више слојева арматуре. Ово важи за прорачуне било по **граничној носивости (ГСН)** или **експлоатационим напонима (ГСУ)**.



Слика 2.11 – Дијаграми граничних напона и деформација попречног пресека елемента од фeroцементa напрегнутог савијањем (*ЈУС ТП 22, 2002*)



Конструкције и конструкцијски елементи од фeroцементa морају имати пројектовану носивост у свим пресецима у складу са одредбама Правилника *БАБ'87*. Прорачун и димензионисање се врше у складу са Правилником *БАБ'87* према **стању граничне носивости ( $GCH$ )** и **стању граничне употребљивости ( $GSU$ )**. Радни дијаграм бетона парабола-права може се заменити блок дијаграмом, те важи следећи израз:

$$S_U = \phi \cdot S_R$$

где је:  $S_U$  = рачунска вредност статичког утицаја од граничног оптерећења  
 $S_R$  = рачунска вредност утицаја од одређеног типа дејства

Претпоставља се да је расподела деформација линеарна у стању граничне носивости (*слика 2.11*), а правоугаони напонски блок може се користити код прорачуна резултујуће силе притиска која делује на притиснути пресек, као код бетона.

Пројектовање конструкцијских елемената од фeroцементa услед дејства аксијалног напрезања и савијања базира се на задовољавању услова равнотеже и компатибилности деформација, као и на следећим претпоставкама:

- Дилатација у арматури и малтеру (бетону) мора бити директно пропорционална растојању од неутралне осе.
- Максимална дилатација у најудаљенијем притиснутом влакну малтера (бетона) претпоставља се да је  $0,0035$ .
- Напон у арматури мањи од специфицираног напона течења  $f_y$  мора се узети као  $E_r$  пута дилатација у арматури, где је  $E_r$  ефективни модул еластичности.  $E_r$  се обавезно мора одредити испитивањем. За дилатације веће од дилатације која одговара напону  $f_y$ , напон у арматури мора се узети независно од дилатације и једнак је  $f_y$ .
- Напон затезања у малтеру (бетону) треба да се занемари у прорачуну носивости на савијање.
- Задовољавајућа веза између напона притиска у малтеру (бетону) и дилатација у малтеру (бетону) се обезбеђује коришћењем правоугаоне расподеле напона, као што је дефинисано у Правилнику о техничким нормативима за бетон и армирани бетон *БАБ'87*.

## 2.13. Прорачун у односу на експлоатациона дејства

### 2.13.1. Допуштени напони под максималним експлоатационим дејством

Према "*Ferrocement Model Code, Building Code Recommendations for Ferrocement*" (*IFS Committee 10, 2001*) препоручује се следеће:

**НАПОН ЗАТЕЗАЊА** у арматури услед експлоатационих дејстава изазван затезањем, савијањем или њиховом комбинацијом, не треба да прелази вредност  $0,60 \cdot f_y$  ( $f_y$  = напон течења арматуре), нити вредност од  $400\text{MPa}$ . Ограничење од  $400\text{MPa}$  може се повећавати у случају употребе арматурних мрежа високих чврстоћа, уколико се експерименталним путем то и докаже.

Максимални **НАПОН ПРИТИСКА** у матрици не треба да прелази вредност  $0,45 \cdot f_c'$ , где је  $f_c'$  прописана чврстоћа матрице, добијена испитивањем пробних цилиндара.

Према (*Naaman, 2000*) препоручује се:

**НАПОН ЗАТЕЗАЊА УСЛЕД САВИЈАЊА** у најудаљенијем слоју арматурне мреже не треба да прелази вредност  $0,60 \cdot \sigma_{ry}$  ( $\sigma_{ry}$  = напон течења арматуре), нити вредност од  $400\text{MPa}$ . Ограничење од  $400\text{MPa}$  може се повећавати у случају употребе арматурних мрежа високих чврстоћа, уколико се докаже експерименталним путем, са посебним освртом на ширину прслина, деформације и водопропусност.

**НАПОН ЗАТЕЗАЊА** у арматурним мрежама затегнутих елемената ограничен је на вредност од  $0,50 \cdot \sigma_{ry}$  ( $\sigma_{ry}$  = напон течења арматуре).

Максимални **НАПОН ПРИТИСКА** у матрици елемената изложених савијању не треба да прелази вредност  $0,45 \cdot f_c'$ , где је  $f_c'$  прописана чврстоћа матрице, добијена испитивањем пробних цилиндара.

**НАПОН ПРИТИСКА** у матрици елемената изложених притиску не треба да прелази вредност  $0,30 \cdot f_c'$ .

Према Техничкој препоруци за фeroцемент (*ЈУС ТП 22, 2002*): "*Фероцемент, правила за пројектовање, извођење и одржавање*":

За одређивање **НАПОНА ЗАТЕЗАЊА ОД САВИЈАЊА** услед експлоатационих дејстава користи се линеарна теорија уз следеће претпоставке:

- Дилатације се мењају линеарно са одстојањем од неутралне осе.
- Веза напон-деформација је линеарна за малтер (бетон) и арматуру, за напоне мање или једнаке дозвољеним радним напонима.
- Малтер (бетон) не носи на затезање.
- Остварено је идеално приањање између малтера (бетона) и арматуре.

За прорачун напона и дилатација од задатог дејства користити испрскани трансформисани пресек. Ефективна површина сваког слоја арматуре одређује се из израза  $A_{si} = \eta \cdot V_{fi} \cdot A_c$ .

Вредност коефицијента  $n_r = E_r / E_c$  користи се за затегнуту и притиснуту арматуру. Након одређивања неутралне линије анализа се наставља по истом принципу као код армирано бетонских греда или стубова који имају више слојева арматуре и који су изложени истом савијању.

Дозвољени **НАПОН ЗАТЕЗАЊА** у арматури при експлоатационим дејствима узети да је  $0,60 \cdot f_y$  ( $f_y$  = напон течења арматуре). До податка о вредности напона течења разних арматурних мрежа може се доћи експерименталним испитивањем. Такође се дозвољени напони у арматури могу повећати уколико се експериментално докаже да ширина прслина неће умањити носивост конструкције.

Дозвољени **НАПОН ПРИТИСКА** у малтеру (бетону) или у фeroцементном композиту узети да је  $0,45 \cdot f_c'$  ( $f_c' = f_{BK}$  = прописана чврстоћа малтера-бетона). До податка о вредности чврстоће малтера (бетона) на притисак може се доћи експериментално, испитивањем призми димензија  $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}$  или коцки димензија ивица од  $10 \text{ cm}$ .

### 2.13.2. Максимална ширина прслине

Максимална вредност ширине прслина при експлоатационом дејству треба да буде мања од  $0,10 \text{ mm}$  за некорозивну, односно  $0,05 \text{ mm}$  за корозивну средину и конструкције које су у контакту са течномашћу (*Naaman, 2000*), (*IFS Committee 10, 2001*). Ширине прслина могу се срачунати за елементе изложене затезању и савијању по препорукама "*ACI State of the Art Report on Ferrocement*" (*ACI 549.R-97, 1997*). Изрази који следе изведени су за фeroцементне конструкцијске елементе армиране квадратним завареним или плетеним челичним мрежама:

#### ЕЛЕМЕНТИ ИЗЛОЖЕНИ ЗАТЕЗАЊУ:

$$\text{За } \sigma_r \leq 345 \cdot S_{rL} \quad \rightarrow \quad W_{max} = \frac{35000}{E_r}$$

$$\text{За } \begin{matrix} > 345 \cdot S_{rL} \\ \sigma_r < \sigma_{ry} \end{matrix} \quad \rightarrow \quad W_{max} = \frac{[175 + 3.69(S_{rL} - 345 \cdot S_{rL})] \cdot 20}{E_r}$$

где је:

- $\sigma_r$  = напон у најудаљенијем слоју арматурне мреже [ $MPa$ ]
- $S_{rL}$  = специфична површина арматуре у лонгитудиналном правцу [ $cm^{-1}$ ]
- $E_r$  = ефективни модул еластичности система за армирање [ $MPa$ ]
- $W_{max}$  = максимална ширина прслине [ $mm$ ]

### ЕЛЕМЕНТИ ИЗЛОЖЕНИ САВИЈАЊУ:

$$W_{max} = \beta \cdot D_T \cdot \frac{\sigma_r}{E_r}$$

где је:

- $\beta$  = однос растојања од неутралне осе до најзатегнутијег влакна и до најудаљенијег слоја затегнуте арматурне мреже ( $\beta = 1,25$  може се узети као прва апроксимација)
- $D_T$  = осовински размак трансверзалних жица
- $\sigma_r$  = напон у најудаљенијем слоју арматурне мреже
- $E_r$  = ефективни модул еластичности система за армирање
- $W_{max}$  = максимална ширина прслине

Препоручене максималне вредности ширине прслина конструкцијских елемената од фeroцементa (*JUC ТП 22, 2002*) мање су него за елементе од конвенционално армираног бетона, прописане *Правилником БАБ'87*.

Максималне вредности ширине прслина при експлоатационом оптерећењу треба да буду мање од  $0,10mm$  за некорозивну, односно  $0,05mm$  за корозивну средину и конструкције у контакту са течномшћу. Такође, ширине прслина могу се добити експерименталним путем или проценити употребом адекватних израза из Техничке регулативе.

### 2.13.3. Замор материјала

За минимални заморни век фeroцементне конструкције од 2 милиона циклуса захтева се опсег напона у арматури од  $207MPa$ . За 1 милион циклуса опсег напона у арматури биће  $248MPa$ . Такође се могу користити и веће вредности опсега напона у арматури, уколико се докажу експерименталним путем (*Naaman, 2000*), (*IFS Committee 10, 2001*).

Замор материјала конструкцијских елемената од фeroцементa контролише се ограничењем напона у арматури. За минимални заморни век фeroцементне конструкције од 2 милиона циклуса захтева се опсег напона у арматури од  $200MPa$  (*JUC ТП 22, 2002*).

За 1 милион циклуса опсег напона у арматури биће  $350MPa$ . Такође се могу користити и веће вредности опсега напона у арматури, уколико се докажу експерименталним путем.

### 2.13.4. Трајност и постојаност на утицај корозије

Посебну пажњу потребно је обратити справљању малтера доброг квалитета и трајности и оптимизацији параметара мешавине. Мешавина са убаченим ваздухом може се користити да би се повећала отпорност на смрзавање и топљење. Такође, могу се употребити додаци за спречавање корозије. У сваком случају, неопходан је компактан малтер доброг квалитета. Препоручује се водоцементни фактор  $0,40 \div 0,45$  тежински. Уградљивост малтера може се контролисати употребом суперпластификатора, уколико је то неопходно (*Naaman, 2000*), (*IFS Committee 10, 2001*).

Већина мрежа за армирање фeroцементних конструкцијских елемената је галванизовани челик. Комбиновањем галванизованих мрежа са уобичајеном арматуром изазива се процес реакције галванизованих мрежа који се огледа у испуштању водородна. То је лоше обзиром да атомски водород може да оштети челичну арматуру и умањи чврстоћу и водонепропусност малтера, па се мора обратити дужна пажња и на овај процес у композиту.

Ризик који носи корозија фeroцементних конструкцијских елемената умањује се пажљивим справљањем постојаног малтера и оптимизацијом параметара мешавине (*JCS TP 22, 2002*).

### 2.13.5. Ограничење извијања

Извијање елемената конструкције од фeroцемента не контролише се посебним критеријумима или параметрима, с обзиром да је реч о танкозидним веома флексибилним пресецима, те су други критеријуми меродавнији при пројектовању. У сваком случају, очекује се инжењерска процена у зависности од функције конструкције (*Naaman, 2000*), (*IFS Committee 10, 2001*), (*JCS TP 22, 2002*).

## 2.14. Фероцементни елементи оптерећени на савијање – извод из теорије

### 2.14.1. Увод у теоретске принципе

Приступ прорачуну конструкцијских елемената од фероцемента напрегнутих на савијање може бити исти као и за конвенционално армиране бетонске елементе (*Naaman, 2000*), уз напомену да постоји неколико битних разлика у третману ова два композита:

- Арматурне мреже које се уграђују у фероцементне елементе, а које немају квадратну испуну (нпр. хексагоналне мреже или мреже добијене развлачењем), немају јасно дефинисану површину арматуре у правцу деловања затезања, те је ефикасност армирања овим мрежама у једном од два главна правца непозната.
- Граница развлачења ( $f_{ry}$ ) већине арматурних мрежа није најбоље дефинисана. Гранична чврстоћа ( $f_{ru}$ ) може покривати и већу област, за разлику од конвенционалне арматуре.
- Незаварене мреже имају ефективни модул еластичности  $E_r$ , који је различит од модула еластичности челика (или неког другог материјала) од кога су направљене.
- Фероцементни пресеци генерално садрже више слојева арматурне мреже. Осим тога, може се употребити скелетна арматура потпуно различитих карактеристика у комбинацији са претходно поменутиим арматурним мрежама. Ипак, може се повући паралела између прорачуна фероцементних елемената и конвенционално армираних елемената са арматуром у више слојева, али пре свега мора бити задовољена симултана равнотежа, компатибилност дилатација и однос напон-дилатација.

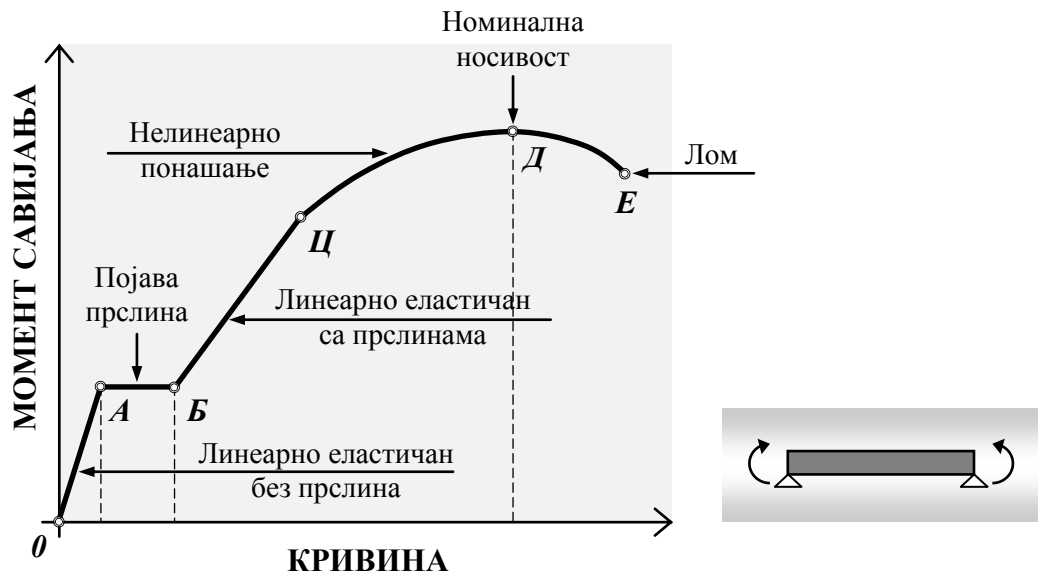
Усвојене су следеће ознаке:

- $a$  = висина правоугаоног напонског блока
- $A_c$  = површина попречног пресека композита од цемента
- $A_r$  = тотална ефективна површина попречног пресека арматуре у посматраном правцу
- $A_{ri}$  = ефективна попречног пресека арматуре слоја  $i$
- $b$  = ширина пресека фероцементног композита
- $c$  = удаљење од најоптерећенијег притиснутог влакна до неутралне осе
- $d''$  = чист заштитни слој малтера за први слој жице
- $d_w$  = пречник или еквивалентни пречник коришћене арматуре
- $d_{ri}$  = растојање од најудаљенијег притиснутог влакна до центра слоја  $i$  за армирање
- $E_r$  = ефективни модул еластичности арматурног система (мреже)

- $f_c$  = прописана чврстоћа на притисак цементног малтера  
 $f_{ru}$  = чврстоћа на граници кидања арматуре  
 $h$  = дебљина (висина) пресека елемента од фeroцементa  
 $I_{tr}$  = момент инерције трансформисаног пресека (без или са прслинама)  
 $M$  = момент савијања  
 $M_u$  = гранични момент савијања (гранична носивост на савијање)  
 $n$  = модуларни однос арматуре и матрице ( $E_r/E_m$ )  
 $N$  = број слојева арматурне мреже  
 $V_r$  = запремински удео арматуре  
 $V_{ri}$  = запремински удео арматуре за слој  $i$   
 $\beta_l$  = фактор који дефинише дебљину квадратног напонског блока  
 $\varepsilon$  = дилатација  
 $\varepsilon_{mi}$  = гранична дилатација при притиску цементног малтера (матрице)  
 (најчешће се подразумева вредност 0,003 за малтер или бетон)  
 $\varepsilon_{cu}$  = гранична дилатација при притиску бетона (матрице)  
 $\varepsilon_{ri}$  = дилатација у арматурној мрежи слоја  $i$   
 $\varepsilon_{ry}$  = номинална дилатација течења мреже за армирање ( $f_{ry}/E_r$ )  
 $\eta$  = глобални фактор ефикасности уграђене арматуре у супротстављању  
 затезању или затезању при савијању  
 $\eta_L$  = вредност  $\eta$  када оптерећење или напон делује у лонгитудиналном правцу  
 мреже за армирање или шипки за армирање  
 $\eta_T$  = вредност  $\eta$  када оптерећење или напон делује у трансверзалном правцу  
 мреже за армирање или шипки за армирање  
 $\eta_\theta$  = вредност  $\eta$  када оптерећење или напон делује у правцу који заклапа угао  $\theta$   
 са лонгитудиналним правцем  
 $\sigma$  = напон  
 $\sigma_m$  = напон у матрици  
 $\sigma_r$  = напон у арматури  
 $\sigma_c$  = напон у композиту  
 $f_{ru}$  = гранична чврстоћа на затезање арматурне мреже  
 $f_{ry}$  = чврстоћа на затезање при течењу арматуре

## 2.14.2. Типичан дијаграм момент-кривина

Сматраће се да однос момента и кривине типичног фeroцементног пресека одговара шематском приказу на слици 2.12:



Слика 2.12 – Шематски дијаграм момент-кривина фeroцементног пресека (Naaman, 2000)

Дијаграм се може поделити на неколико зона:

- Почетни линеарни сегмент **0А** представља линеарно еластично понашање пресека без прслине.
- Појава прслине у пресеку настаје у тачки **А**.
- На сегменту **АБ** долази до повећања кривине за константну вредност момента савијања.
- Линеарни сегмент **БЦ** представља пресек са прслином где се арматура и цементна матрица под притиском понашају линеарно.
- Нелинеарни сегмент **ЦД** представља зону где се један или оба материјала у пресеку понашају нелинеарно.
- У тачки **Д** постиже се номинална носивост пресека на савијање.
- Нелинеарни сегмент **ДЕ** приказује опадање носивости пресека на савијање и истовремено повећање кривине.
- Тачка **Е** означава лом до кога може доћи или у цементној матрици или у најудаљенијем слоју арматурне мреже.



### 2.14.3. Методе прорачуна елемената напрегнутих на савијање од експлоатационог дејства

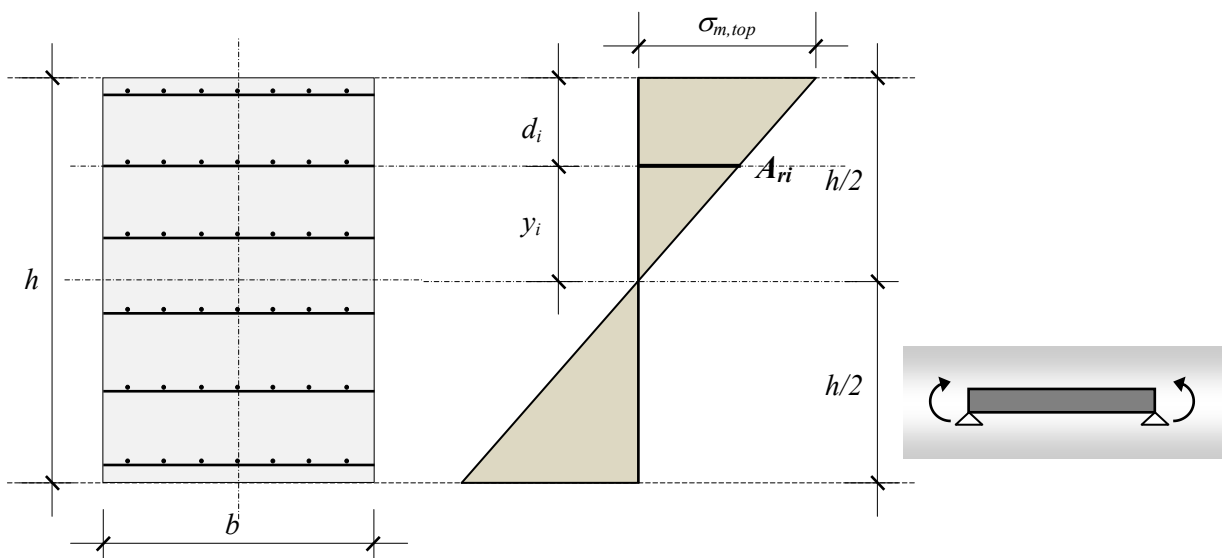
У даљем тексту следе разматрања која представљају погодне методе за прорачун фeroцементних пресека, уз напомену да ће се, слично конвенционално армираном бетону, третирати пресеци изложени експлоатационим дејствима, а који могу бити у фази линеарног еластичног понашања са или без прсине, као и номинална носивост пресека на савијање (Naaman, 2000). Оваква врста анализе потребна је за неке од главних приступа прорачуну (тачка 2.11. - Главни приступи прорачуну), тј. за прорачун према експлоатационим (радним) напонима (*WSD*) и прорачун према дозвољеним напонима (*ASD*).

#### 2.14.3.1. Формула савијања за пресек без прсине

Уз примену формуле савијања претпоставља се да је композит линеарно еластичан материјал и да ће се тако понашати под усвојеним оптерећењем. Равни пресеци остаће равни и после савијања. У случају фeroцементних пресека овај приступ важиће у зони дефинисаној сегментом *0A* (слика 2.12), тј. фeroцементни пресек ће имати линеарно еластично понашање до тренутка појаве прсине. Напон у матрици и у било ком влакну арматуре на растојању у од неутралне осе дат је следећим изразом:

$$\sigma_{m,(y)} = \frac{M \cdot y}{I_{tr,uncracked}}$$

- где је:  $M$  = спољни аплицирани момент савијања  
 $y$  = растојање од центра попречног пресека до влакна за које је напон срачунат  
 $I_{tr,uncracked}$  = момент инерције трансформисаног неиспрсколог пресека (обично се као прва апроксимација узима укупни момент инерције пресека)



Слика 2.13 – Пресек без прсине напрегнут на савијање (претпостављено линеарно еластично понашање композита) (Naaman, 2000)

Напон у било ком слоју арматурне мреже на растојању  $y_i$ , може се добити са *слике 2.13*:

$$\sigma_{ri} = n \cdot \frac{M \cdot y_i}{I_{tr,uncracked}} = n \cdot \frac{M \cdot \left(\frac{h}{2} - d_i\right)}{I_{tr,uncracked}}$$

Када се претходни израз примени на најудаљенија (екстремна) влакна пресека са максималним моментом савијања, добиће се:

$$\sigma_{m\left(\frac{h}{2}\right)} = \sigma_{m,bot} = n \cdot \frac{M \cdot \frac{h}{2}}{I_{tr,uncracked}} \leq \sigma_{mu}$$

где је:  $\sigma_{mu}$  = чврстоћа на затезање матрице

Из једнакости  $\sigma_m = \sigma_{mu}$  може се извести израз за момент савијања који изазива појаву прслине:

$$M_{cr} = \frac{2 \cdot \sigma_{mu} \cdot I_{tr,uncracked}}{h}$$

Момент инерције трансформисаног неиспркалог пресека, у случају правоугаоног пресека који је симетрично армиран, може се срачунати из следећег израза:

$$I_{tr,uncracked} = \frac{b \cdot h^3}{12} + (n - 1) \cdot \sum A_{ri} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_i\right)^2$$

Такође не би требало бити тешкоћа при прорачуну момента инерције трансформисаног пресека за друге облике попречног пресека фeroцементног елемента.

За пресек без прслине, најједноставнији израз из кога се може добити кривина, гласи:

$$\phi = \frac{M}{E_c \cdot I_{tr,uncracked}}$$

где је:  $E_c$  = модул еластичности композита (обично се као прва апроксимација узима вредност једнака модулу еластичности матрице)

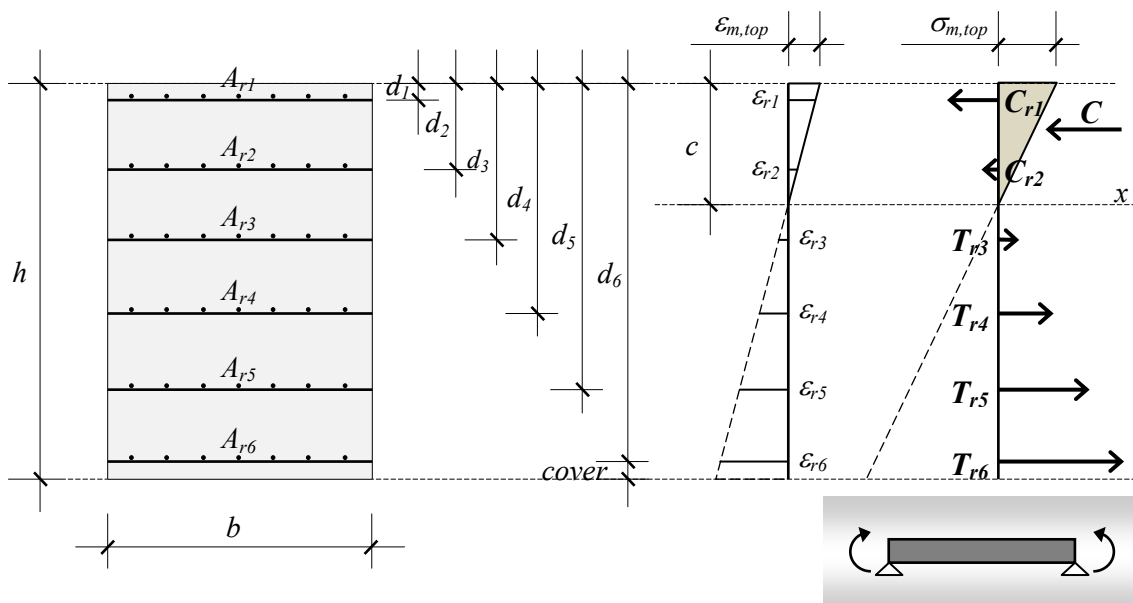
Наравно, наведени израз за срачунавање кривине важи само за пресеке пре настанка прслине. Уколико се момент инерције трансформисаног пресека без прслине замени моментом инерције трансформисаног пресека са прслином, такав израз моћи ће да се користи за срачунавање кривине сада пресека са прслином.

### 2.14.3.2. Метода трансформисане површине за пресек са прслином

Ова метода представља фундаменталну методу механике. Настаје проширењем основне формуле савијања и примењује се на елементе састављене од два или више линеарно еластичних материјала који су идеално повезани тако да задовољавају једнакост дилатација у било ком влакну попречног пресека. Метода користи трансформисање једног материјала (у овом случају арматуре) у други (цементну матрицу), а формула савијања примењује се на трансформисан пресек. Трансформација једног материјала у други повлачи за собом и примену њиховог односа модула еластичности ( $n$ ).

Метода трансформисане површине примењује се једнако добро за пресеке без прслине и пресеке са прслином. Може да симулира сегменте **0А**, **АБ** и **БЦ**, дате на слици 2.12. У даљем ће бити приказана примена ове методе на пресек са прслином (сегмент **БЦ**). Уз то, претпоставиће се да цементна матрица нема никакву носивост на затезање и да ће максимални експлоатациони момент савијања бити контролисан дозвољеним напоном у арматури (слична претпоставка усваја се и код конвенционално армираног бетона).

На слици 2.14 приказан је правоугаони попречни пресек фeroцементног елемента, уз напомену да број слојева арматурних мрежа, којих је на слици 6, генерално може бити и  $N$ .



Слика 2.14 – Пресек са прслином напрегнут на савијање (композит линеарно еластичан) (Naaman, 2000)

Однос модула еластичности представљен је изразом:

$$n = \frac{E_r}{E_m}$$

Трансформисана површина попречног пресека представљена је изразом:

$$A_{tr} = A_m + n \cdot \sum A_{ri} = A_c + (n - 1) \cdot \sum A_{ri}$$

где је:  $A_m$  = површина попречног пресека матрице  
 $A_c$  = површина попречног пресека композита

Положај неутралне осе пресека са прслином услед савијања ( $c$ ) добијен је уз помоћ слике 2.14 и гласи:

$$b \cdot c \cdot \frac{c}{2} + \sum (n-1) \cdot A_{ri} \cdot (c - d_i) = \sum n \cdot A_{rj} \cdot (d_j - c)$$

У овом изразу сумирање на левој страни израза примењено је на слојеве арматурних мрежа које се налазе у притиснутој зони, док се сумирање на десној односи на слојеве арматурних мрежа у затегнутој зони. Након добијања положаја неутралне осе ( $c$ ), може се срачунати и момент инерције трансформисаног пресека са прслином:

$$I_{tr,cracked} = \frac{b \cdot c^3}{3} + \sum (n-1) \cdot A_{ri} \cdot (c - d_i)^2 + \sum n \cdot A_{rj} \cdot (d_j - c)^2$$

Ово важи за правоугаоне попречне пресеке, док би се слично извођење спровело и за остале облике попречног пресека.

Након дефинисања карактеристика посматраног пресека, могу се срачунати напони у било ком влакну, уз употребу формуле савијања:

$$\sigma_{m,top} = \frac{M \cdot c}{I_{tr}}$$

$$\sigma_{ri} = n \cdot \frac{M \cdot (d_i - c)}{I_{tr}}$$

и то за  $i = 1, \dots, N$ . Позитивне вредности напона представљаће затезање а негативне притисак.

Уз напомену да је напон у арматури ограничен вредношћу допушеног напона ( $\sigma_{r,all} \geq \sigma_{ri}$ ), може се исказати и максимални момент савијања од експлоатационог дејства:

$$M_{service} = \frac{\sigma_{r,all} \cdot I_{tr}}{n \cdot (d_i - c)}$$

За еластични пресек са прслином, за било коју вредност момента савијања од експлоатационог дејства, израз за срачунавање кривине гласи:

$$\phi = \frac{M}{E_c \cdot I_{tr,cracked}} = \frac{\varepsilon_{m,top}}{c}$$

### 2.14.3.3. Метода равнотеже и компатибилности дилатација за пресек са прслином

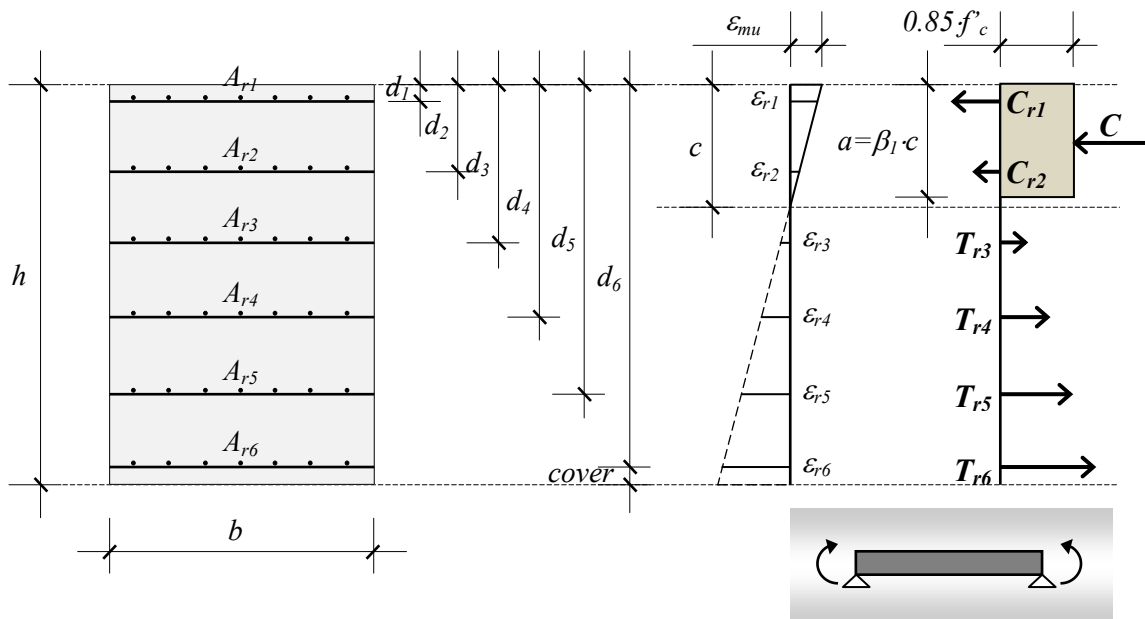
Напони у цементној матрици и различитим слојевима арматурних мрежа могу се извести употребом једначина равнотеже сила и момената у попречном пресеку фeroцементног елемента, уз задовољење једнакости дилатација. Подразумева се линеарна прерасподела дилатација и претпоставка да се материјали понашају линеарно еластично. Максимална дилатација може одговарати дозвољеној дилатацији у матрици или крајњем (спољашњем) слоју затегнуте арматурне мреже. Неутрална оса тада се добија из равнотеже сила.

### 2.14.4. Методе прорачуна номиналне носивости на чисто савијање

Анализирање метода прорачуна номиналне носивости на чисто савијање потребно је из разлога што се актуелна филозофија прорачуна конструкција креће ка прорачуну према граничној чврстоћи (*USD*) и прорачуну према фактору оптерећења и носивости (*LFRD*). За наведене приступе прорачуну неопходно је дефинисати момент савијања у тренутку лома, који истовремено представља номиналну носивост на чисто савијање. Важно је поменути да се усвајају претпоставке везане за материјал који се понаша нелинеарно и нееластично.

#### 2.14.4.1. Метода компатибилности

У овој методи користе се равнотежа, компатибилност дилатација и однос напон-дилатација. Метода компатибилности је практично део поступка под називом „анализа компатибилности дилатација“. За арматуру се претпоставља да поседује еластичан идеално пластичан однос напон-дилатација и дефинисану чврстоћу при течењу ( $\sigma_{ry}$ ) и познат модул еластичности ( $E_r$ ). За цементну матрицу претпоставља се да има максималну вредност дилатације  $\varepsilon_{mi} = 0,003$ . Усвојене су претпоставке по *ACI Code* о правоугаоном облику дијаграма напона (слика 2.15), а положај неутралне осе претпоставља се из услова равнотеже сила. Контролом једнакости силе притиска у цементној матрици и резултујуће силе затезања у арматури потврђује се ваљаност претпостављеног положаја неутралне осе. Након тога срачунава се номинални момент савијања.



Слика 2.15 – Претпостављене силе и дилатације при номиналној носивости на чисто савијање фeroцементног пресека (у сагласности са ACI Code) (Naaman, 2000)

Редослед поступака ове методе могао би се представити на следећи начин:

- 1) Цртање дијаграма дилатација уз претпостављену максималну дилатацију притиснутог дела матрице ( $\varepsilon_{mu}$ ) и проба одређивања положаја неутралне осе ( $c$ ).
- 2) Срачунавање дилатација за сваки слој арматурне мреже, уз помоћ нацртаног дијаграма дилатација.
- 3) Срачунавање напона и одговарајуће силе (притиска или затезања) за сваки слој арматурне мреже, уз помоћ односа напон-дилатација.
- 4) Срачунавање силе притиска из дијаграма напона цементне матрице.
- 5) Провера једнакости суме сила притисака и суме сила затезања. Уколико једнакост није остварена, повратак на почетак и промена положаја неутралне осе ( $c$ ), све до постизања једнакости сила притиска и затезања.
- 6) Срачунавање момента савијања око неутралне осе помоћу сила притиска и затезања у фeroцементном пресеку.

### 2.14.4.2. Поједностављена метода базирана на течењу арматуре услед затезања

Уочено је да се често сви слојеви арматурних мрежа фeroцементног пресека налазе на граници развлачења (течења), изузимајући можда један или два слоја арматурних мрежа које су у или у близини притиснуте зоне. Разлог је у томе што је, генерално, висина притиснутог дела фeroцементног пресека мала (често мања од 15% дебљине елемента) и садржи углавном један слој арматурних мрежа. Поједностављена метода базирана на течењу арматуре услед затезања изведена је уз следеће претпоставке:

- Игнорише се присуство арматурних мрежа у притиснутој зони.
- Претпоставља се да су сви остали слојеви арматурних мрежа затегнути на граници номиналне носивости на савијање.

Из равнотеже сила следи израз:

$$0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot a = \sum_{i=j}^N A_{ri} \cdot f_{ryi}$$

или:

$$a = \frac{\sum_{i=j}^N A_{ri} \cdot f_{ryi}}{0.85 \cdot f_c \cdot b}$$

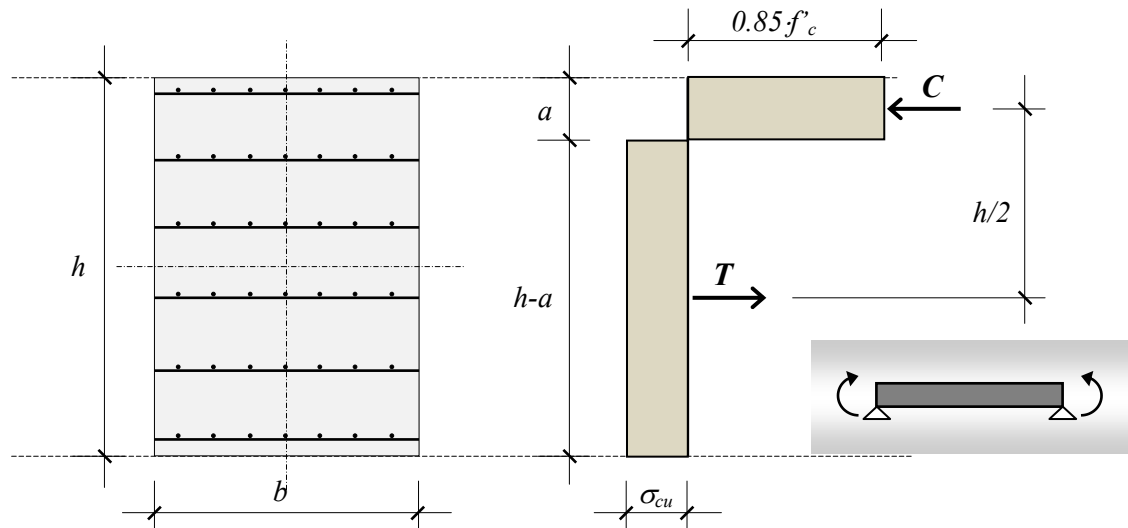
где се сумирање врши од  $j$ -тог до  $N$ -тог слоја арматурне мреже, усвајајући за  $j$  вредност која представља број првог слоја арматуре у затегнутој зони фeroцементног пресека. Потребно је усагласити висину напонског блока притиска ( $a$ ) са првим затегнутим слојем арматурних мрежа ( $j$ ).

Из равнотеже момената савијања следи израз:

$$M_n = \sum_{i=j}^N A_{ri} \cdot f_{ryi} \cdot \left( d_i - \frac{a}{2} \right)$$

### 2.14.4.3. Поједностављена метода употребом пластичног момента

Из разлога што се фeroцементни пресек, армиран са више слојева арматурних мрежа, понаша веома дуктилно, може се претпоставити да је то идеално пластичан материјал са различитим карактеристикама под притиском, односно затезањем (слика 2.16). Што се тиче понашања пресека под притиском, усвојене су претпоставке по *ACI Code* о правоугаоном облику дијаграма напона. Понашање затегнутог дела пресека усвојено је из предвиђене носивости на затезање композита и границе течења арматуре ( $\sigma_{cy}$ ), уз претпоставку да су сви слојеви челичне арматуре у зони пластичног понашања.



Слика 2.16 – Претпостављени напони у фeroцементном пресеку за рачунавање пластичног момента (Naaman, 2000)

На основу претходно наведеног и слике 2.16, следе изрази:

$$\text{Сила притиска: } C = 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a$$

$$\text{Сила затезања: } T = f_{cy} \cdot b \cdot (h - a)$$

$$f_{cu} = \frac{\sum \eta \cdot V_{ri} \cdot A_c \cdot f_{ryi}}{b \cdot h} = \sum \frac{A_{ri} \cdot f_{ryi}}{b \cdot h}$$

где је сумирање извршено за све слојеве арматурних мрежа. Фактор ефикасности угађене арматуре ( $\eta$ ) може се узети за правац аплицираног дејства. Уз напомену да је  $C = T$ , може се дефинисати положај пластичне неутралне осе:

$$a = \frac{f_{cu} \cdot h}{0.85 \cdot f'_c + f_{cu}}$$

Сада се номинални момент савијања (пластични момент) може рачунати из израза:

$$M_n = C \cdot \frac{h}{2} = T \cdot \frac{h}{2}$$



Напомена:

У претходно наведеној поједностављеној пластичној анализи висина притиснутог напонског блока претпостављена је као положај пластичне неутралне осе. Ово се мало разликује од претпоставке по *ACI Code* о правоугаоном облику дијаграма напона. Поједностављена метода употребом пластичног момента може послужити као прва апроксимација, нарочито уколико је арматура добро расподељена у пресеку (*Naaman, 2000*).

#### 2.14.4.4. Поједностављена метода употребом помоћног дијаграма

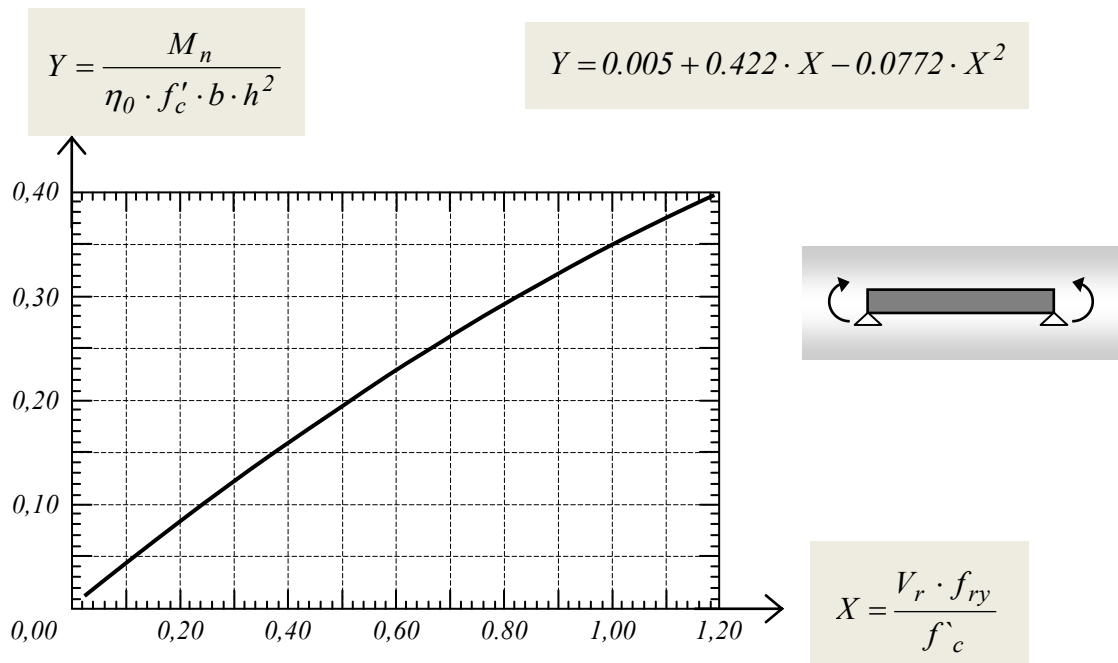
Прорачун номиналног момента носивости ( $M_n$ ) може бити дуготрајан процес без употребе рачунара. Након дуготрајне компјутерске анализе (*Naaman, Homrich, 1986*) изведена је бездимензионална једначина која предвиђа номиналну носивост на савијање.

$X$  и  $Y$  су бездимензионалне променљиве и дефинисане су као:

$$X = \frac{V_r \cdot f_{ry}}{f'_c} \quad Y = \frac{M_n}{\eta_0 \cdot f'_c \cdot b \cdot h^2}$$

Развијена једначина по  $Y$  дата је следећим изразом:

$$Y = 0.005 + 0.422 \cdot X - 0.0772 \cdot X^2$$



Слика 2.17 – Дијаграм за одређивање номиналне носивости на чисто савијање (*Naaman, Homrich, 1986*)

Ова метода може се користити на два различита начина:

- За задато  $X$  може се очитати вредност  $Y$  са дијаграма (слика 2.17).
- За задато  $X$  може се срачунати  $Y$  (из бездимензионалне једначине).

За дефинисану вредност  $Y$  следи израз за номинални момент носивости:

$$M_n = \eta_0 \cdot Y \cdot f'_c \cdot b \cdot h^2$$

Напомена:

Ова метода применљива је само на правоугаоне пресеке фeroцементних елемената армиране добро расподељеним идентичним слојевима мрежа. Прорачун је мање прецизан када су постављена само два слоја арматурних мрежа.

## 2.14.5. Предвиђање ширине прслина при чистом савијању

### 2.14.5.1. Статичко или монотono дејство

Израз који следи, а који представља предвиђање просечне ширине прслина услед статичког или монотonoг дејства, препоручен је након експерименталних испитивања (*Balaguru, Naaman, Shah, 1979*):

$$W_{av} = \beta \cdot D_T \cdot \varepsilon_r = \beta \cdot D \cdot \frac{\sigma_r}{E_r}$$

где је:

- $D_T$  = величина арматурне мреже или осовинско растојање жица управних на правац дејства
- $\varepsilon_r$  = дилатација од затезања у најудаљенијем затегнутом слоју арматуре
- $\sigma_r$  = напон затезања у најудаљенијем затегнутом слоју арматуре
- $E_r$  = ефективни модул еластичности арматурног система (мреже)
- $\beta$  = однос растојања од неутралне осе до најудаљенијег затегнутог влакна и до најудаљенијег слоја затегнуте арматурне мреже (за практичну употребу код правоугаоних фeroцементних пресека може се усвојити  $\beta = 1,25$ , док је за Т-пресеке, I-пресеке и сандучасте пресеке генерално мањи)

Упоређујући ширину прслине, предвиђену претходним изразом, са експериментално добијеним вредностима, наведени аутори су забележили да рачунска (предвиђена) ширина прслине одговара максималној експерименталној вредности, те препоручују наведени израз за практично срачунавање максималне ширине прслина фeroцементних елемената.

### 2.14.5.2. Циклично дејство на замор

Уочено је да се ширина прслине у бетонским конструкцијама, изложеним цикличном дејству, повећава кроз време или повећава са повећањем броја циклуса (*Balaguru, Naaman, Shah, 1979*). Израз који следи који представља предвиђање просечне ширине прслина услед статичког или монотоног дејства:

$$W_{cyclic} = W_{static} \cdot e^{B \cdot r}$$

- где је:
- $W_{cyclic}$  = предвиђена или максимална ширина прслине након  $N$ -тог циклуса
  - $W_{static}$  = предвиђена или максимална ширина прслине од краткотрајног статичког дејства
  - $e$  = база Напериановог логаритма ( $e = 2,718$ )
  - $B$  = параметар добијен експерименталним путем (препоручује се  $B = 1,67$  за  $N_f \geq 450000$  циклуса)
  - $r = \frac{N}{N_f}$  = коефицијент цикличности
  - $N$  = број циклуса за који се срачунава ширина прслине
  - $N_f$  = број циклуса у тренутку лома

## 3. АНАЛИТИЧКИ ПРОРАЧУН АБ ГРЕДА У КОМБИНАЦИЈИ СА ФЕРОЦЕМЕНТОМ

### 3.1. АБ греде оптерећене на чисто савијање ојачане фероцементним елементима - увод

Ојачање АБ носача употребом фероцемента предмет је бројних истраживања у свету. Обзиром на физичко-механичке карактеристике фероцемента и релативно једноставан и рационалан начин извођења, уочена је могућност побољшања носивости и употребљивости АБ носача, као и могућност санације оштећених елемената армирано бетонских конструкција. Фероцемент озбиљно учествује у пријему оптерећења и повећању носивости елемената, нарочито у фази савијања или затезања.

Испитивани су разни АБ конструкцијски елементи (стубови, греде, плоче, цеви), као и круте везе оквирних конструкција. Постоји више идеја и приступа решавању наведеног проблема. Ипак, сам прорачун ојачаних АБ елемената недовољно је обрађен у техничким препорукама и осталој тренутно важећој регулативи.

Један од актуелних приступа је ојачање АБ греда оптерећених на савијање употребом фероцементних трака (плоча). Постављањем фероцемента у затегнуту зону носача омогућава се побољшање карактеристика самог носача у фази експлоатације. Највећи проблем представља остваривање добре везе армирани бетон - фероцемент и стварање услова за заједнички рад оба материјала. Са друге стране, битан фактор био би једноставност извођења и рационалност овог поступка.

Везу (приањање) између АБ греде и фероцементне траке (плоче) могуће је остварити на неколико начина:

- Директним постављањем слојева микроарматуре на припремљену површину армираног бетона и уградњом малтера утискивањем кроз слојеве микроарматуре
- Везивањем слојева микроарматуре за АБ греду помоћу анкера (типова), а затим уградњом малтера утискивањем
- Лепљењем претходно припремљеног фероцементног елемента (траке) на претходно припремљену површину армирано бетонске греде употребом епоксидног лепка
- Припремом трајне оплате од фероцемента, а затим постављањем конвенционалне арматуре и бетонирањем гредног носача у фероцементној оплати

У даљем, разматраће се приступ ојачања армирано бетонских гредних носача лепљењем фероцементних трака на затегнуту зону армираног бетона.

## 3.2. Полазне претпоставке

Приступ прорачуну АБ елемената ојачаних фeroцементом базира се на теорији граничних стања конструкција (гранично стање носивости и гранично стање употребљивости), што је детаљно приказано у тачки 2.10. *Критеријуми за прорачун.*

При томе, усвајају се следеће претпоставке:

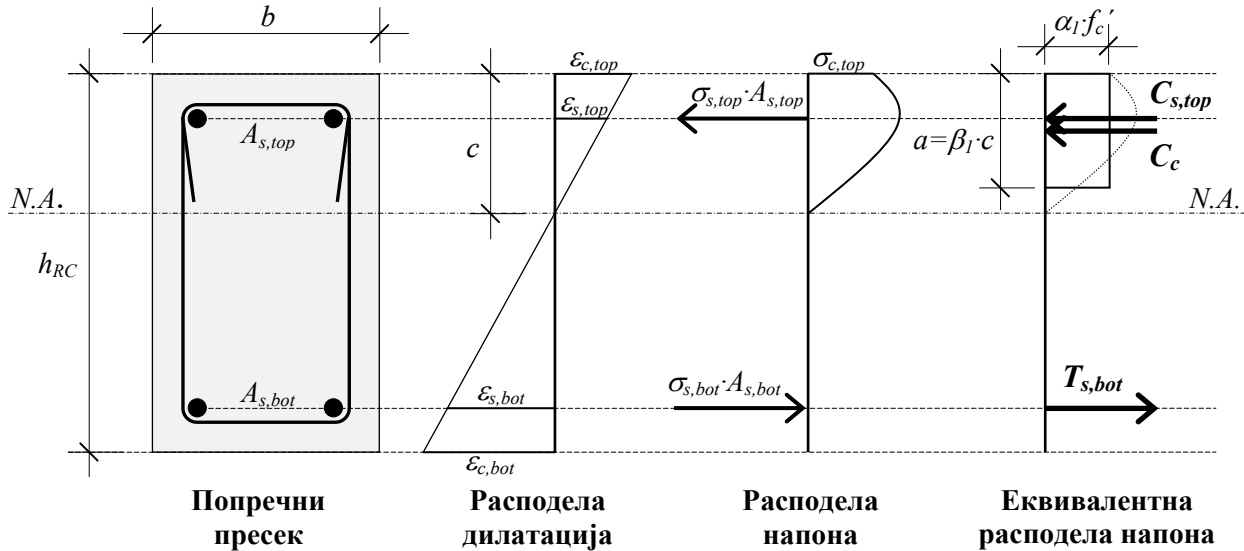
- Важи Бернулијева (*Bernoulli*) хипотеза о равним пресецима после деформације, при чему дилатације имају линеарну расподелу по висини пресека, а подразумева се потпуно спрезање свих материјала у пресеку (бетон, конвенционална арматура, цементна матрица фeroцементa, микроарматура)
- Карактеристике бетона и конвенционалне арматуре срачунавају се на основу идеализованих дијаграма из важећих кодова и стандарда
- Карактеристике цементне матрице и микроарматуре фeroцементa срачунавају се на основу идеализованих дијаграма из важећих кодова и препорука
- Чврстоћа бетона на затезање се не занемарује
- Чврстоћа цементне матрице на затезање се не занемарује

На основу претходно наведеног, следе основе прорачуна настале из једначина равнотеже сила и момената савијања у попречним пресецима ојачаних носача.

Циљ, односно задатак прорачуна био би остварен у смислу предвиђања понашања ојачаних армирано бетонских гредних носача при различитим нивоима оптерећења. Предвиђање понашања носача односи се углавном на зависност оптерећења и деформација (угиба), као и величину напона и дилатација у конвенционалној арматури, бетону, микроарматури и цементној матрици фeroцементa.

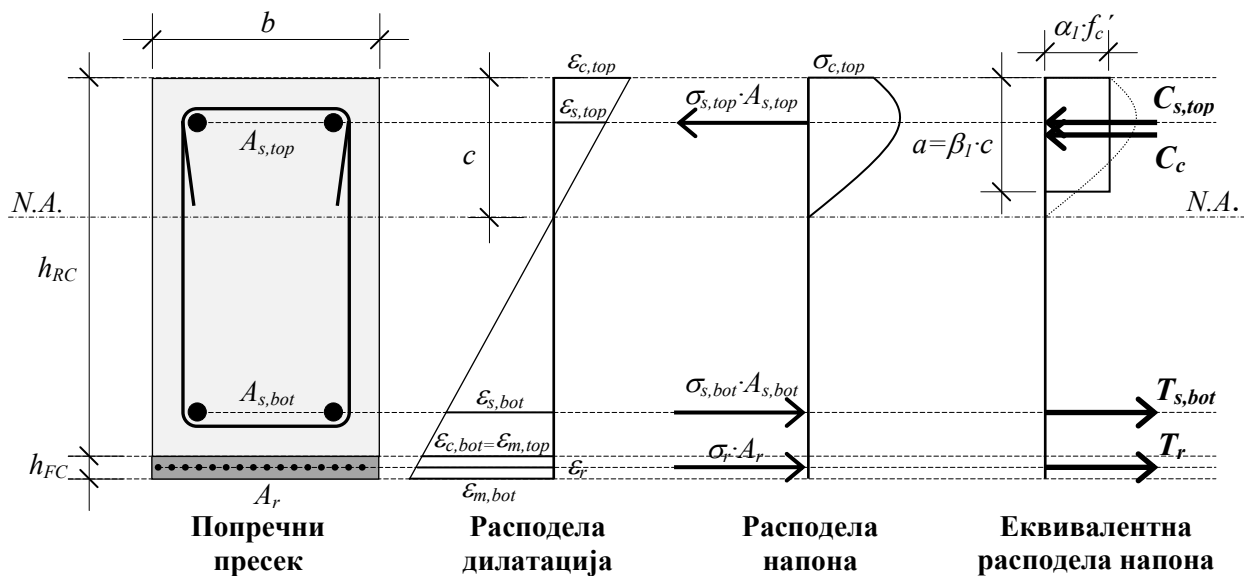
### 3.3. Прорачун АБ пресека оптерећеног на чисто савијање ојачаног фeroцементном траком

Прорачун гредних носача за случај чистог савијања може се спровести на основу Бернулијеве хипотезе о равном пресеку после деформације, односно једначина равнотеже сила и момената савијања у попречном пресеку, уз задовољење компатибилности дилатација. На слици 3.1 приказана је теоретска расподела дилатација и напона конвенционалне, неојачане армирано бетонске греде оптерећене на чисто савијање:



Слика 3.1 – Теоретска расподела дилатација и напона неојачане АБ греде оптерећене на чисто савијање

Након лепљења унапред припремљене фeroцементне траке на претходно припремљену доњу ивицу армирано бетонске греде, приказана је претпостављена расподела дилатација и напона ојачане АБ греде (слика 3.2):



Слика 3.2 – Претпостављена расподела дилатација и напона ојачане АБ греде оптерећене на чисто савијање

### 3.4. Анализа попречног пресека АБ греде ојачане фeroцементном траком – једначине равнотеже

Прорачунски модел ојачаног АБ носача оптерећеног на чисто савијање заснива се на усвојеним полазним претпоставкама, али и претпоставци да су везе између бетона, конвенционалне арматуре, цементне матрице и микроарматуре идеалне, а да су ефекти смицања занемарљиви.

Једначине равнотеже биће изведене уз претпоставку да је резултанта свих унутрашњих сила у пресеку једнака нули, а да је резултујући унутрашњи момент савијања у пресеку једнак спољном моменту савијања.

• **ЈЕДНАЧИНА РАВНОТЕЖЕ УНУТРАШЊИХ СИЛА:**

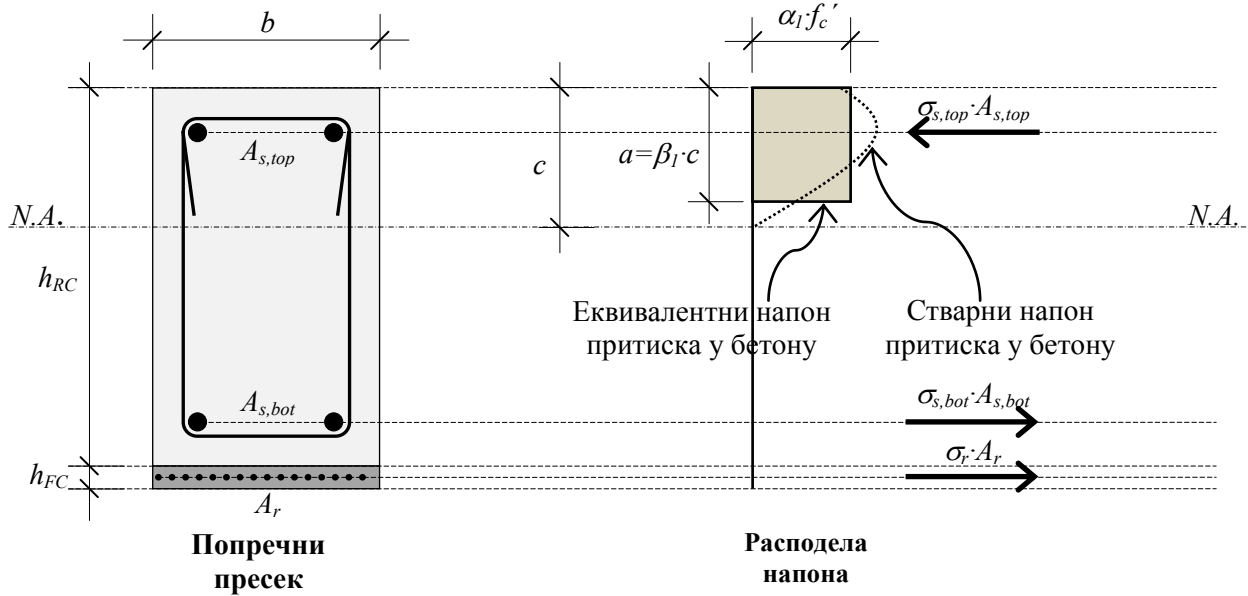
$$\int_{A_c} \sigma_c \cdot dA_c + \int_{A_{s,top}} \sigma_{s,top} \cdot dA_{s,top} - \int_{A_{ct}} \sigma_{ct} \cdot dA_{ct} - \int_{A_{s,bot}} \sigma_{s,bot} \cdot dA_{s,bot} - \int_{A_r} \sigma_r \cdot dA_r - \int_{A_m} \sigma_m \cdot dA_m = 0$$

• **ЈЕДНАЧИНА РАВНОТЕЖЕ МОМЕНАТА САВИЈАЊА:**

$$\int_{A_c} \sigma_c \cdot y_c \cdot dA_c + \int_{A_{s,top}} \sigma_{s,top} \cdot y_{s,top} \cdot dA_{s,top} - \int_{A_{ct}} \sigma_{ct} \cdot y_{ct} \cdot dA_{ct} - \int_{A_{s,bot}} \sigma_{s,bot} \cdot y_{s,bot} \cdot dA_{s,bot} - \int_{A_r} \sigma_r \cdot y_r \cdot dA_r - \int_{A_m} \sigma_m \cdot y_m \cdot dA_m = M_{ext}$$

- где је:
- $A_c$  = површина притиснутог бетона
  - $\sigma_c$  = напон притиска у бетону
  - $A_{ct}$  = површина затегнутог бетона
  - $\sigma_{ct}$  = напон затезања у бетону
  - $A_{s,top}$  = површина притиснуте конвенционалне арматуре
  - $\sigma_{s,top}$  = напон у притиснутој конвенционалној арматури
  - $A_{s,bot}$  = површина затегнуте конвенционалне арматуре
  - $\sigma_{s,bot}$  = напон у затегнутој конвенционалној арматури
  - $A_m$  = површина затегнуте фeroцементне матрице
  - $\sigma_m$  = напон у затегнутој фeroцементној матрици
  - $A_r$  = површина затегнуте фeroцементне микроарматуре
  - $\sigma_r$  = напон у затегнутој фeroцементној микроарматури
  - $y_i$  = вертикално растојање од неутралне осе до одговарајуће силе
  - $M_{ext}$  = спољни момент савијања

Поједностављени дијаграм напона притиска у бетону са правоугаоним напонским блоком је приказан на слици 3.3 (Collins, Mitchell, 1987):



Слика 3.3 – Еквивалентни напон притиска у бетону (Collins, Mitchell, 1987)

Предложени су следећи изрази за срачунавање коефицијената  $\alpha_1$  и  $\beta_1$  (Collins, Mitchell, 1987):

$$\alpha_1 \cdot \beta_1 = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} - \frac{1}{3} \cdot \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}} \right)^2$$

$$\beta_1 = \frac{4 - \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}} \right)}{6 - \left( \frac{2 \cdot \varepsilon}{\varepsilon_{c0}} \right)}$$

- где је:
- $\alpha_1$  = коефицијент редуције средњег напона притиска у бетону
  - $\beta_1$  = коефицијент редуције висине дијаграма напона притиска од притиснуте ивице до неутралне осе
  - $\varepsilon_c$  = дилатација крајњег притиснутог влакна бетона
  - $\varepsilon_{c0}$  = одговарајућа дилатација у бетону (до притисне чврстоће)

Резултанта силе притиска у бетону  $C_c$ , као и њен положај  $\bar{y}_c$ , дати су следећим изразима (Collins, Mitchell, 1987):

$$C_c = \int_0^c \sigma_c \cdot b \cdot dy = \alpha_1 \cdot \beta_1 \cdot f_c' \cdot c \cdot b$$

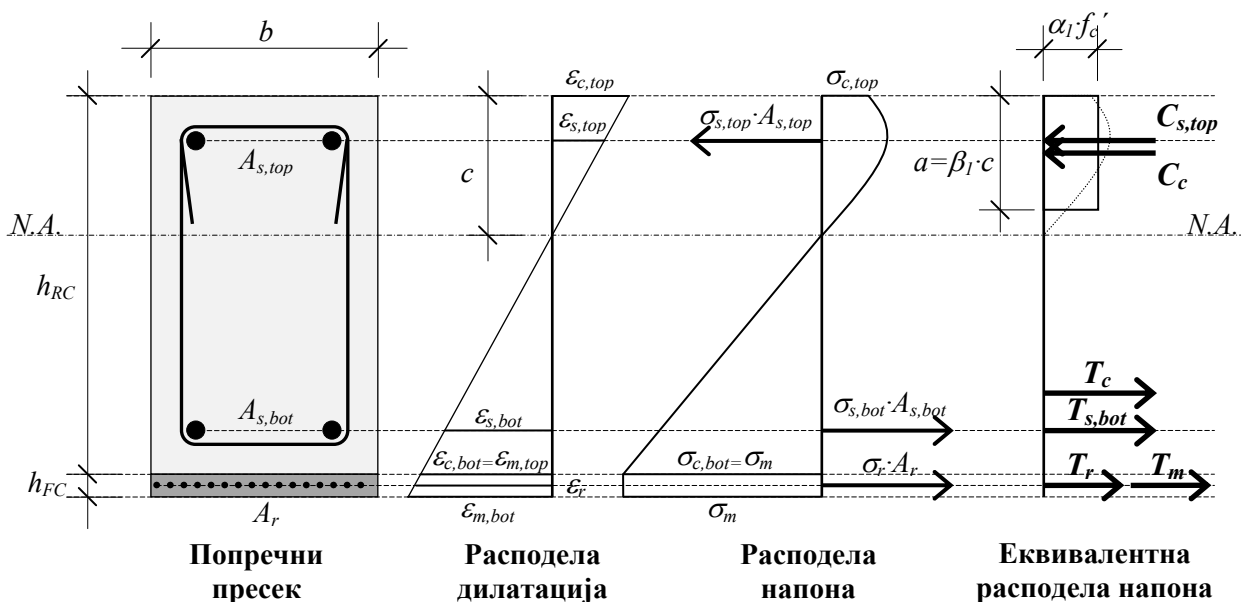


$$\bar{y}_c = \frac{\int_0^c \sigma_c \cdot b \cdot y \cdot dy}{\int_0^c \sigma_c \cdot b \cdot dy} = c - \frac{1}{2} \cdot \beta_1 \cdot c$$

где је:  $C_c$  = резултујућа сила притиска у бетону за дати напон  $\sigma_c$   
 $\bar{y}_c$  = растојање од неутралне осе до еквивалентне силе притиска  $C_c$

Без обзира на полазне претпоставке везане за занемаривање чврстоће на затезање бетона и цементне матрице, неоспорно је да ове вредности утичу на напонско стање у пресеку, било у фази неиспркалог, било испркалог носача. Ова чињеница нарочито се односи на фeroцементни пресек, армиран са више слојева арматурних мрежа, који се понаша веома дуктилно. Може се претпоставити да је то идеално пластичан материјал. Понашање затегнутог фeroцементног пресека усвојено је из предвиђене носивости на затезање композита и границе течења арматуре, уз претпоставку да су сви слојеви челичне арматуре у зони пластичног понашања.

За даљу анализу користиће се дијаграм напона затезања АБ греде ојачане фeroцементном траком (плочом), приказан на слици 3.4. Напони затезања у зони армираног бетона представљени су троугаоним обликом (еластичан материјал), а у зони фeroцементна правоугаоним обликом (идеално пластичан материјал). Предложени дијаграм напона затезања не осликава потпуно реалну ситуацију у пресеку носача, али се процењује да мале промене у облику напонског блока неће битније утицати на изведене закључке.

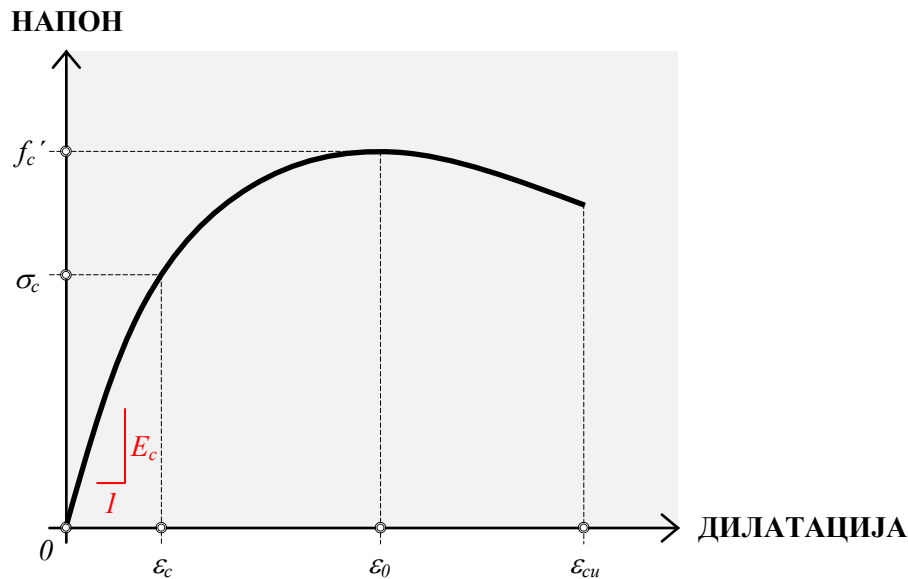


Слика 3.4 – Дијаграми дилатација и напона при чистом савијању - у затегнутој зони армирани бетон као еластичан, фeroцемент као пластичан материјал

## 3.5. Усвојени модели материјала

### 3.5.1. Модел бетона

За модел бетона усвојен је напонско-деформацијски дијаграм притиснутог бетона параболичног облика (слика 3.5), уз математичку формулацију предложену следећим изразима (Collins, Mitchell, 1987):



Слика 3.5 – Усвојена веза напона и дилатација бетона у притиснутој зони (Collins, Mitchell, 1987)

$$\sigma_c = f'_c \cdot \left[ \frac{2 \cdot \varepsilon}{\varepsilon_0} - \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]$$

$$\varepsilon_0 = \frac{2 \cdot f'_c}{E_c}$$

$$E_c = 4500 \cdot \sqrt{f'_c}$$

где је:  $f'_c$  = прописана чврстоћа бетона на притисак

$\sigma_c$  = напон притиска у бетону који одговара дилатацији  $\varepsilon_c$

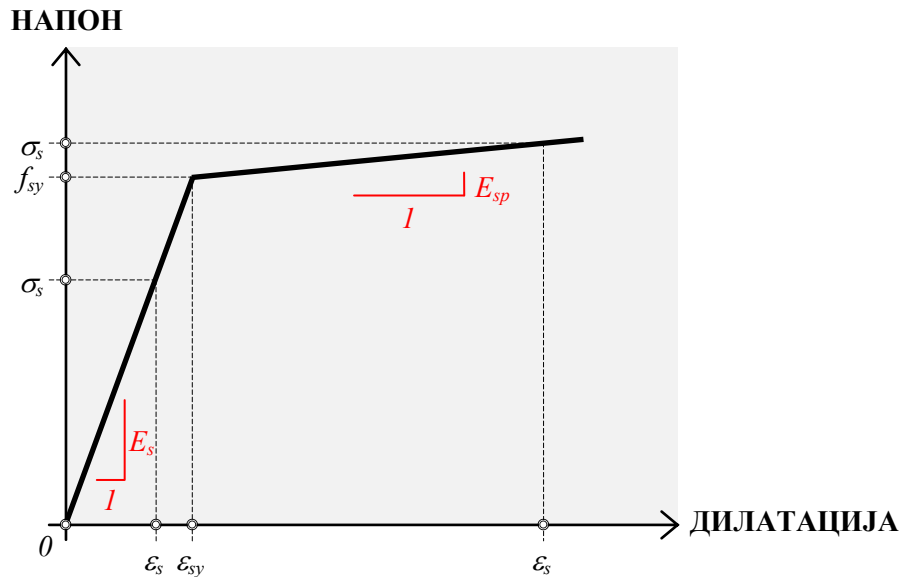
$\varepsilon_c$  = дилатација у бетону која одговара напону притиска  $\sigma_c$

$\varepsilon_0$  = дилатација у бетону која одговара прописаној чврстоћи на притисак  $f'_c$

$E_c$  = Јунгов модул еластичности за бетон

### 3.5.2. Модел челика за конвенционалну арматуру

Модел челика за конвенционалну арматуру усвојен је као билинеарни дијаграм који представља еластопластично понашање челика (слика 3.6). При томе, у фази пластичности дијаграм је усвојен са 1% нагиба који представља ојачање челика.



Слика 3.6 – Усвојена веза напона и дилатација челика за конвенционалну арматуру

$$\sigma_s = \begin{cases} \varepsilon_s \cdot E_s & \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \\ f_{sy} + E_{sp} \cdot (\varepsilon_s - \varepsilon_{sy}) & \varepsilon_s \geq \varepsilon_{sy} \end{cases}$$

$$E_{sp} = 0,01 \cdot E_s$$

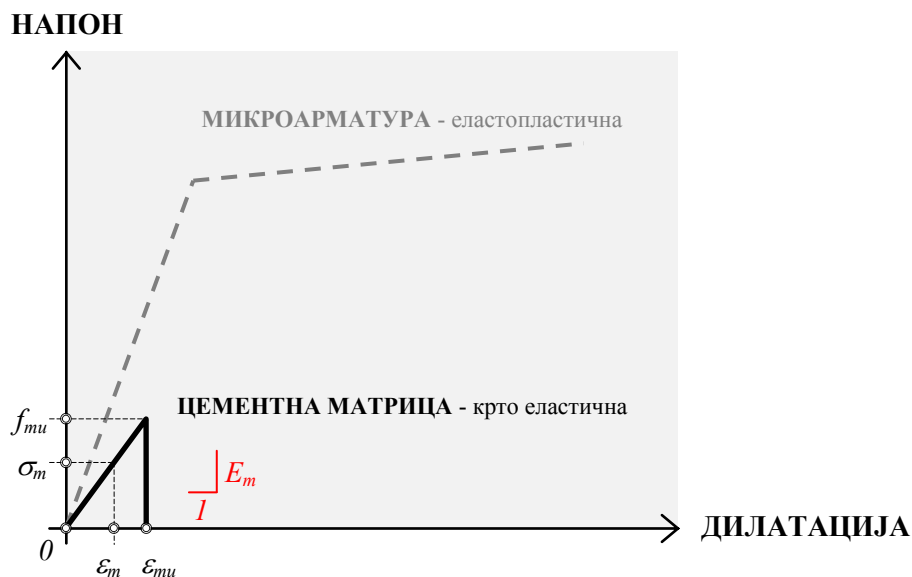
- где је:
- $f_{sy}$  = напон великих издужења (течења) челика
  - $\sigma_s$  = напон у челику који одговара дилатацији  $\varepsilon_s$
  - $\varepsilon_{sy}$  = дилатација у челику која одговара напону великих издужења (течења)  $f_{sy}$
  - $\varepsilon_s$  = дилатација у челику која одговара напону  $\sigma_s$
  - $E_s$  = модул еластичности челика пре великих издужења (течења) челика
  - $E_{sp}$  = модул еластичности челика после великих издужења (течења) челика

### 3.5.3. Модел цементне матрице фeroцементa

Пре усвајања дијаграма зависности напон-дилатација цементне матрице фeroцементa важно је напоменути да се фeroцемент ојачане АБ греде непрекидно налази у затегнутој зони пресека. У ма којој фази оптерећења комплетан фeroцементни пресек је затегнут, удаљен од неутралне осе и поседује веома малу дебљину у односу на димензије АБ гредног носача.

Према *Naaman*-у, претпоставља се да је затегнути композитни елемент састављен из крте матрице и армиран микроарматуром орјентисаном у подужном (лонгитудиналном) правцу. Надаље, претпоставља се да је матрица начињена на бази цемента, а да је арматура од челика. Термин „крта“ означавао би линеарно еластично понашање матрице изложене затезању, које траје до тренутка прскања (прекида) матрице. Након прекорачења максималног напона затезања више не постоји носивост матрице. Претпоставља се да је величина дилатације у матрици (до тренутка прекида) вишеструко мања од дилатације у арматури, те допринос арматуре постаје значајан једино након прскања матрице. Арматура се узима као еласто-пластични материјал.

На основу претходно наведених претпоставки, усваја се дијаграм зависности напон-дилатација цементне матрице фeroцементa у свему како је приказано на (слици 3.7).



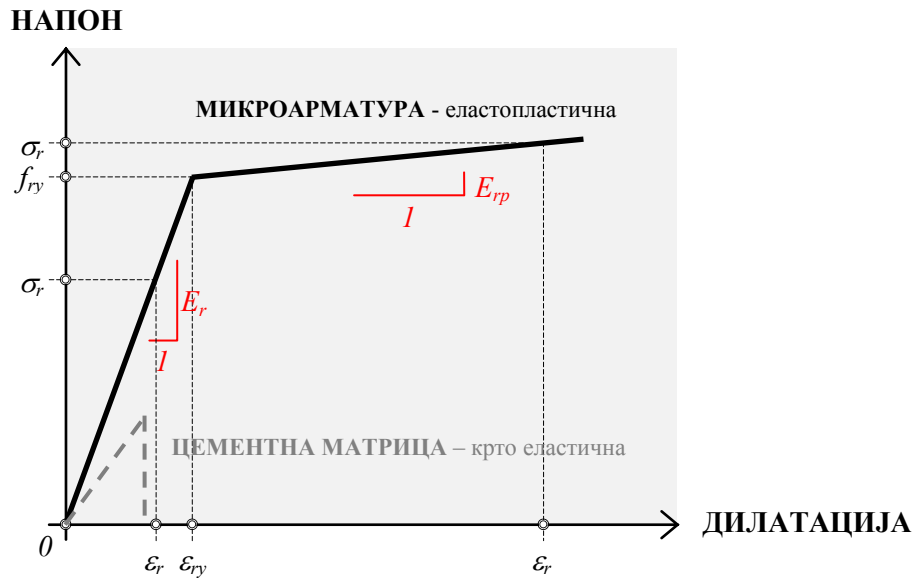
Слика 3.7 – Усвојена веза напона и дилатација цементне матрице фeroцементa (*Naaman, 2000*)

$$\sigma_m = \epsilon_m \cdot E_m$$

- где је:
- $f_{mu}$  = чврстоћа цементне матрице на затезање
  - $\sigma_m$  = напон затезања у матрици који одговара дилатацији  $\epsilon_m$
  - $\epsilon_{mu}$  = дилатација у матрици која одговара чврстоћи матрице на затезање  $f_{mu}$
  - $\epsilon_m$  = дилатација у матрици која одговара напону затезања  $\sigma_m$
  - $E_m$  = модул еластичности цементне матрице

### 3.5.4. Модел челика за микроарматуру фeroцементa

Модел челика за микроарматуру фeroцементa усвојен је на исти начин као и модел челика за конвенционалну арматуру. Обзиром на могућност употребе различитих челика за конвенционалну и микроарматуру, усвојени билинеарни дијаграм, који представља еластопластично понашање челика (слика 3.8), носи другачије ознаке дилатација и напона.



Слика 3.8 – Усвојена веза напона и дилатација челика за микроарматуру фeroцементa (Naaman, 2000)

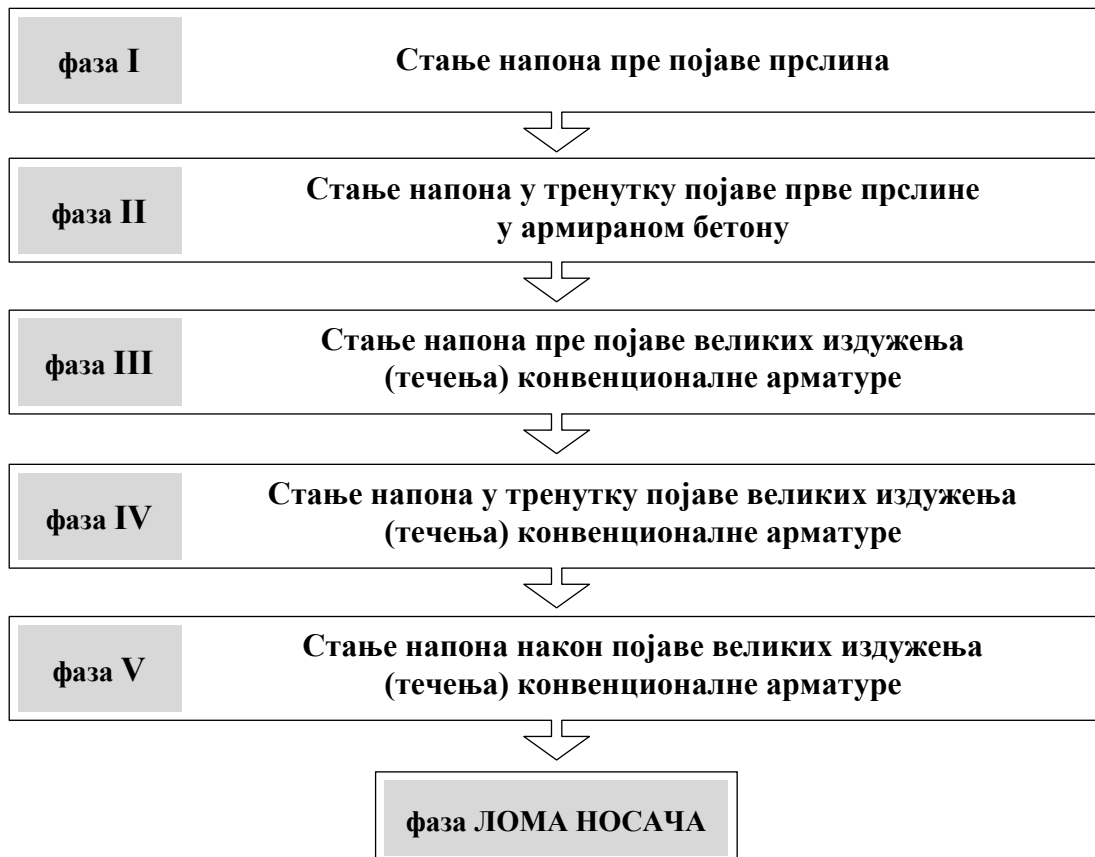
$$\sigma_r = \begin{cases} \varepsilon_r \cdot E_r & \varepsilon_r \leq \varepsilon_{ry} \\ f_{ry} + E_{rp} \cdot (\varepsilon_r - \varepsilon_{ry}) & \varepsilon_r \geq \varepsilon_{ry} \end{cases}$$

$$E_{rp} = 0,01 \cdot E_r$$

- где је:
- $f_{ry}$  = напон великих издужења (течења) челика
  - $\sigma_r$  = напон у челику који одговара дилатацији  $\varepsilon_r$
  - $\varepsilon_{ry}$  = дилатација у челику која одговара напону великих издужења (течења)  $f_{ry}$
  - $\varepsilon_r$  = дилатација у челику која одговара напону  $\sigma_r$
  - $E_r$  = модул еластичности челика пре великих издужења (течења) челика
  - $E_{rp}$  = модул еластичности челика после великих издужења (течења) челика

### 3.6. Фазе стања напона у попречном пресеку неојачаног АБ гредног носача током оптерећења до фазе лома

Армирано бетонска неојачана греда, оптерећена на чисто савијање, пролази кроз више стања напона до тренутка изазивања лома. Предвиђају се напонска стања носача приказана на слици 3.9:

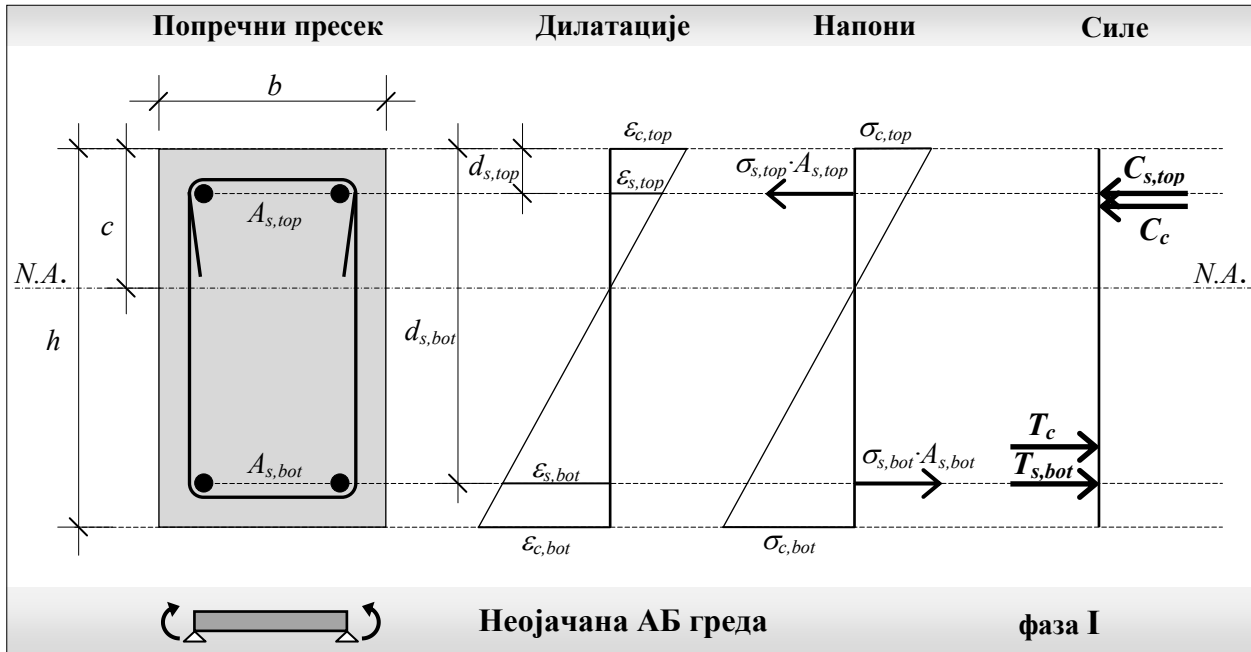


Слика 3.9 – Предвиђена напонска стања неојачане АБ греде

У даљем разматраће се једначине равнотеже сила у пресеку и момената савијања по претходно приказаним фазама неојачане армирано бетонске греде.

### 3.6.1. Стање напона пре појаве прслина (фаза I)

Неиспрскали носач, оптерећен на чисто савијање, целим пресеком се супротставља спољном оптерећењу. За стање пре појаве прслина, једначине равнотеже унутрашњих сила и момената савијања за неојачану АБ греду представљене су, у свему према слици 3.10, у следећем облику:



Слика 3.10 – Неојачана АБ греду – расподела дилатација, напона и сила у пресеку – фаза I

- **ЈЕДНАЧИНА РАВНОТЕЖЕ УНУТРАШЊИХ СИЛА:**

$$C_c + C_{s,top} - T_c - T_{s,bot} = 0$$

$$\frac{1}{2} \cdot \sigma_{c,top} \cdot c \cdot b + \sigma_{s,top} \cdot A_{s,top} - \frac{1}{2} \cdot \sigma_{c,bot} \cdot (h - c) \cdot b - \sigma_{s,bot} \cdot A_{s,bot} = 0$$

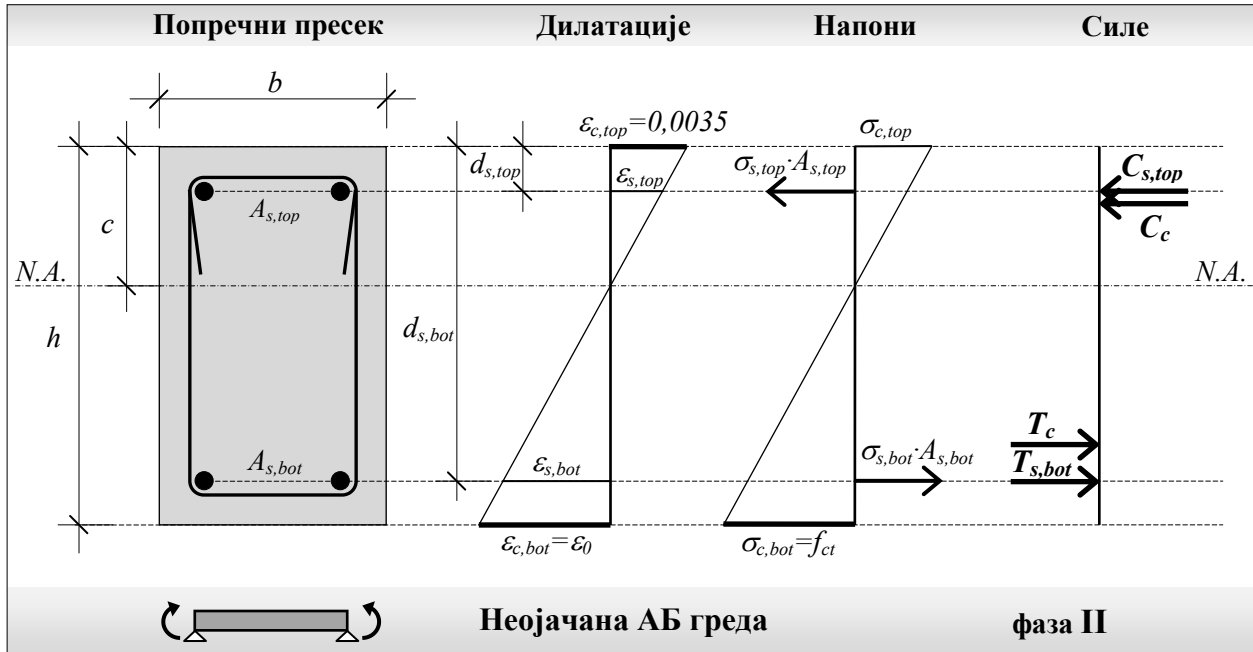
- **ЈЕДНАЧИНА РАВНОТЕЖЕ МОМЕНАТА САВИЈАЊА:**

$$C_c \cdot \frac{2}{3} \cdot c + C_{s,top} \cdot (c - d_{s,top}) - T_c \cdot \frac{2}{3} \cdot (h - c) - T_{s,bot} \cdot (d_{s,bot} - c) = M_{ext}$$

$$\frac{1}{3} \cdot \sigma_{c,top} \cdot c^2 \cdot b + \sigma_{s,top} \cdot A_{s,top} \cdot (c - d_{s,top}) - \frac{1}{3} \cdot \sigma_{c,bot} \cdot (h - c)^2 \cdot b - \sigma_{s,bot} \cdot A_{s,bot} \cdot (d_{s,bot} - c) = M_{ext}$$

### 3.6.2. Стање напона у тренутку појаве прве прслине у армираном бетону (фаза II)

У овој фази, у најнижем (крајњем доњем) влакну бетона достиже се чврстоћа на затезање бетона и долази до појаве прве прслине. За стање у тренутку појаве прве прслине, једначине равнотеже унутрашњих сила и момената савијања за неојачану АБ греду представљене су, у свему према слици 3.11, у следећем облику:



Слика 3.11 – Неојачана АБ греда- расподела дилатација, напона и сила у пресеку – фаза II

• **ЈЕДНАЧИНА РАВНОТЕЖЕ УНУТРАШЊИХ СИЛА:**

$$C_c + C_{s,top} - T_c - T_{s,bot} = 0$$

$$\frac{1}{2} \cdot \sigma_{c,top} \cdot c \cdot b + \sigma_{s,top} \cdot A_{s,top} - \frac{1}{2} \cdot f_{ct} \cdot (h - c) \cdot b - \sigma_{s,bot} \cdot A_{s,bot} = 0$$

• **ЈЕДНАЧИНА РАВНОТЕЖЕ МОМЕНАТА САВИЈАЊА:**

$$C_c \cdot \frac{2}{3} \cdot c + C_{s,top} \cdot (c - d_{s,top}) - T_c \cdot \frac{2}{3} \cdot (h - c) - T_{s,bot} \cdot (d_{s,bot} - c) = M_{ext}$$

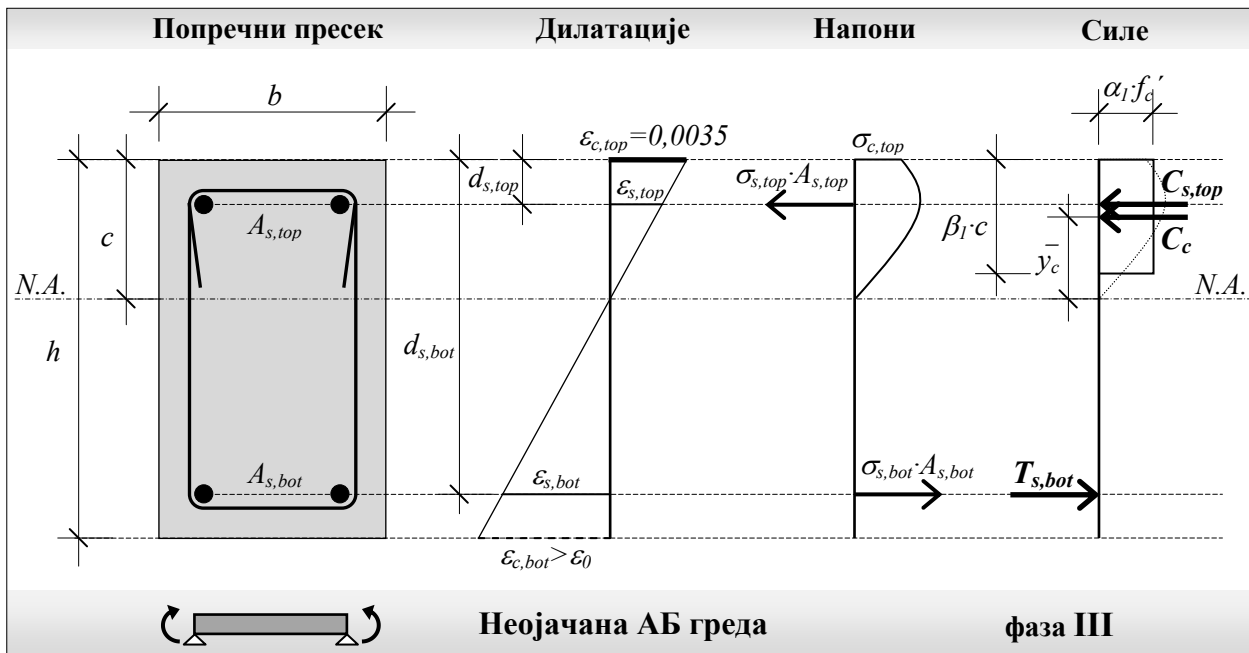
$$\frac{1}{3} \cdot \sigma_{c,top} \cdot c^2 \cdot b + \sigma_{s,top} \cdot A_{s,top} \cdot (c - d_{s,top}) - \frac{1}{3} \cdot f_{ct} \cdot (h - c)^2 \cdot b - \sigma_{s,bot} \cdot A_{s,bot} \cdot (d_{s,bot} - c) = M_{ext}$$

где је:  $f_{ct}$  = прописана чврстоћа бетона на затезање



### 3.6.3. Стање напона пре појаве великих издужења (течења) конвенционалне арматуре (фаза III)

Напон затезања у најнижем (крајњем доњем) влакну бетона сада премашује чврстоћу бетона на затезање. Са даљим порастом спољног оптерећења настаје развој прслина по распону носача и прерасподелана напона затезања које постепено преузима конвенционална арматура. Једначине равнотеже унутрашњих сила и момената савијања за неојачану АБ греду у овој фази представљене су, у свему према слици 3.12, у следећем облику:



Слика 3.12 – Неојачана АБ греда- расподела дилатација, напона и сила у пресеку – фаза III

- **ЈЕДНАЧИНА РАВНОТЕЖЕ УНУТРАШЊИХ СИЛА:**

$$C_c + C_{s,top} - T_{s,bot} = 0$$

$$\alpha_1 \cdot \beta_1 \cdot f_c' \cdot c \cdot b + \sigma_{s,top} \cdot A_{s,top} - \sigma_{s,bot} \cdot A_{s,bot} = 0$$

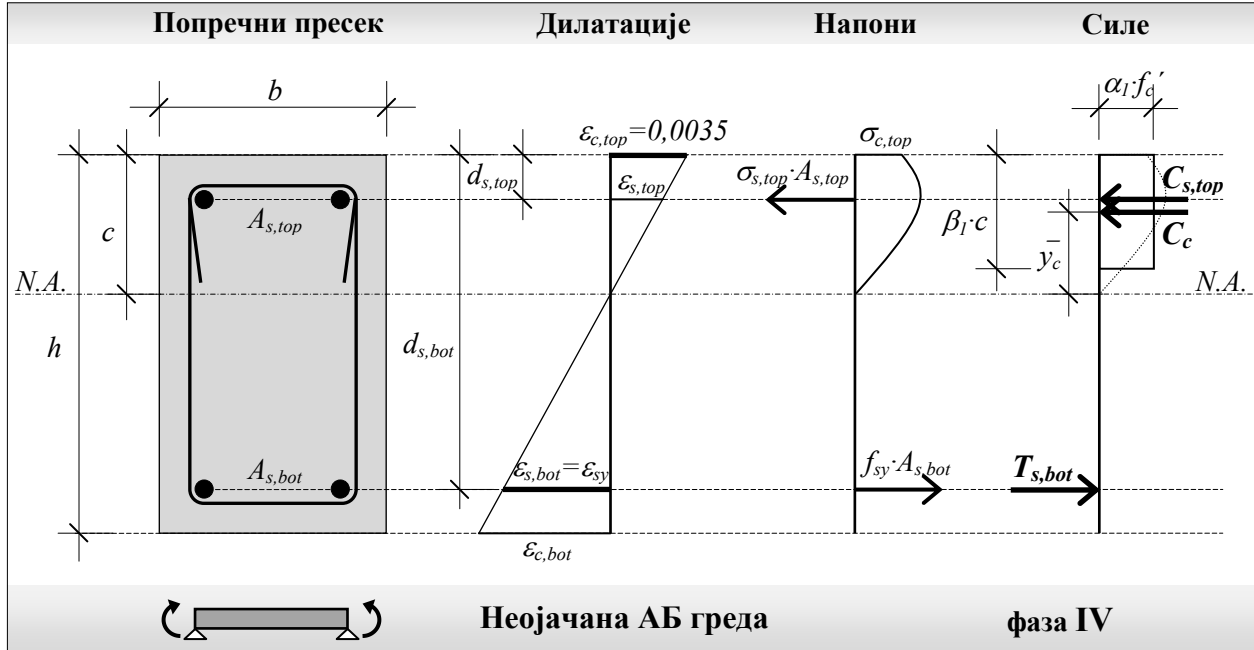
- **ЈЕДНАЧИНА РАВНОТЕЖЕ МОМЕНАТА САВИЈАЊА:**

$$C_c \cdot \bar{y}_c + C_{s,top} \cdot (c - d_{s,top}) - T_{s,bot} \cdot (d_{s,bot} - c) = M_{ext}$$

$$\alpha_1 \cdot \beta_1 \cdot f_c' \cdot c \cdot b \cdot \left( c - \frac{1}{2} \cdot \beta_1 \cdot c \right) + \sigma_{s,top} \cdot A_{s,top} \cdot (c - d_{s,top}) - \sigma_{s,bot} \cdot A_{s,bot} \cdot (d_{s,bot} - c) = M_{ext}$$

### 3.6.4. Стање напона у тренутку појаве великих издужења (течења) конвенционалне арматуре (фаза IV)

Напон затезања у затегнутој арматури (доња зона) у овој фази достиже границу великих издужења (течења) челика. Једначине равнотеже унутрашњих сила и момената савијања за неојачану АБ греду у овој фазидобијају следећи облик, представљен у свему према слици 3.13:



Слика 3.13 – Неојачана АБ греда- расподела дилатација, напона и сила у пресеку – фаза IV

- **ЈЕДНАЧИНА РАВНОТЕЖЕ УНУТРАШЊИХ СИЛА:**

$$C_c + C_{s,top} - T_{s,bot} = 0$$

$$\alpha_1 \cdot \beta_1 \cdot f_c' \cdot c \cdot b + \sigma_{s,top} \cdot A_{s,top} - f_{sy} \cdot A_{s,bot} = 0$$

- **ЈЕДНАЧИНА РАВНОТЕЖЕ МОМЕНАТА САВИЈАЊА:**

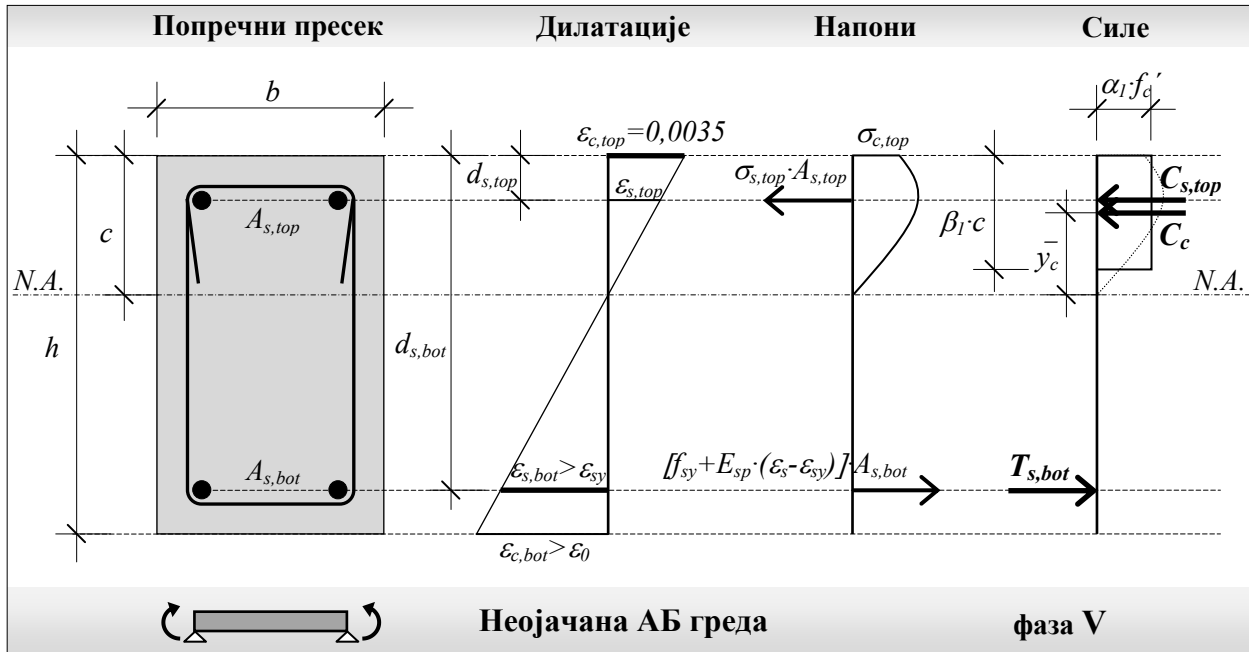
$$C_c \cdot \bar{y}_c + C_{s,top} \cdot (c - d_{s,top}) - T_{s,bot} \cdot (d_{s,bot} - c) = M_{ext}$$

$$\alpha_1 \cdot \beta_1 \cdot f_c' \cdot c \cdot b \cdot \left( c - \frac{1}{2} \cdot \beta_1 \cdot c \right) + \sigma_{s,top} \cdot A_{s,top} \cdot (c - d_{s,top}) - f_{sy} \cdot A_{s,bot} \cdot (d_{s,bot} - c) = M_{ext}$$

где је:  $f_{sy}$  = напон великих издужења (течења) челика

### 3.6.5. Стање напона након појаве великих издужења (течења) конвенционалне арматуре (фаза V)

Напон затезања у арматури дође зоне премашује границу великих издужења (течења) челика. Ова фаза претходи лому носача. Једначине равнотеже унутрашњих сила и момената савијања за неојачану АБ греду у овом стању добијају следећи облик, представљен у свему према слици 3.14:



Слика 3.14 – Неојачана АБ греда- расподела дилатација, напона и сила у пресеку – фаза V

• **ЈЕДНАЧИНА РАВНОТЕЖЕ УНУТРАШЊИХ СИЛА:**

$$C_c + C_{s,top} - T_{s,bot} = 0$$

$$\alpha_1 \cdot \beta_1 \cdot f_c' \cdot c \cdot b + \sigma_{s,top} \cdot A_{s,top} - [f_{sy} + E_{sp} \cdot (\varepsilon_s - \varepsilon_{sy})] \cdot A_{s,bot} = 0$$

• **ЈЕДНАЧИНА РАВНОТЕЖЕ МОМЕНАТА САВИЈАЊА:**

$$C_c \cdot \bar{y}_c + C_{s,top} \cdot (c - d_{s,top}) - T_{s,bot} \cdot (d_{s,bot} - c) = M_{ext}$$

$$\alpha_1 \cdot \beta_1 \cdot f_c' \cdot c \cdot b \cdot \left( c - \frac{1}{2} \cdot \beta_1 \cdot c \right) + \sigma_{s,top} \cdot A_{s,top} \cdot (c - d_{s,top}) - [f_{sy} + E_{sp} \cdot (\varepsilon_s - \varepsilon_{sy})] \cdot A_{s,bot} \cdot (d_{s,bot} - c) = M_{ext}$$

где је:  $E_{sp}$  = модул еластичности челика после великих издужења (течења)  
 челика конвенционалне арматуре

### 3.7. Фазе стања напона у попречном пресеку ојачаног АБ гредног носача током оптерећења до фазе лома

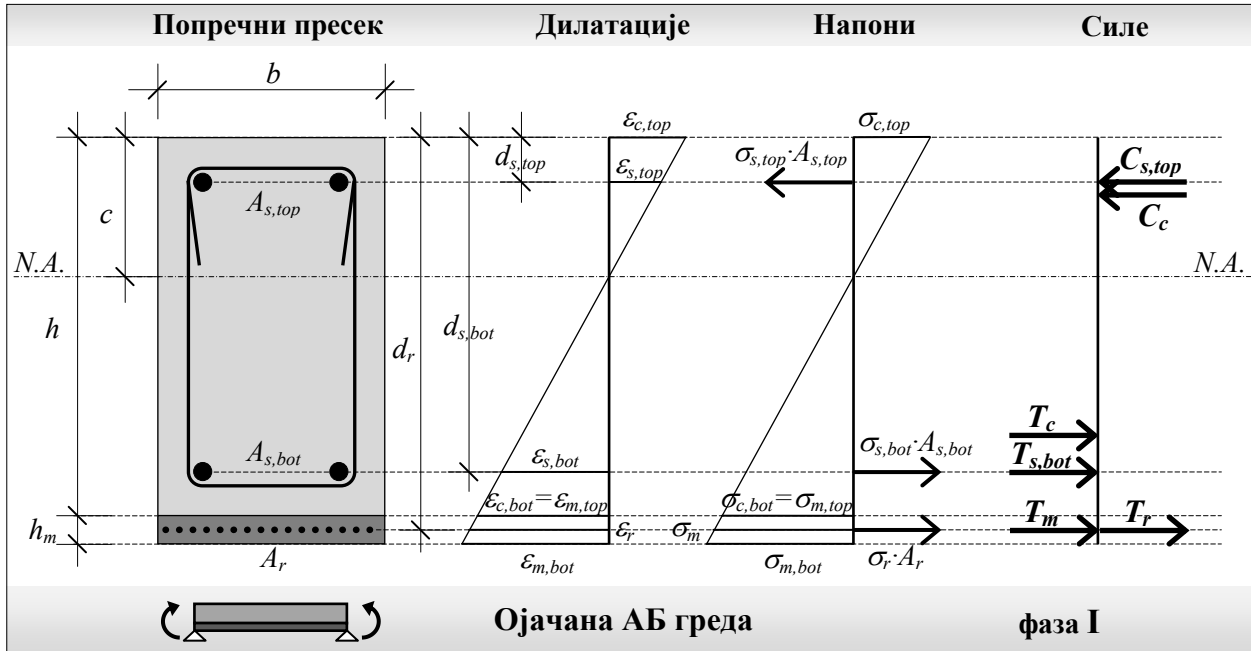
За армирано бетонску ојачану греду, оптерећену на чисто савијање, предвиђају се напонска стања носача до фазе лома, приказана на *слици 3.15*, према којима ће бити разматране једначине равнотеже сила у пресеку и момената савијања:



Слика 3.15 – Предвиђена напонска стања ојачане АБ греде

### 3.7.1. Стање напона пре појаве прслина (фаза I)

Ојачана АБ греда, оптерећена на чисто савијање, целим пресеком се супротставља спољном оптерећењу. За стање пре појаве прслина једначине равнотеже унутрашњих сила и момената савијања представљене су, у свему према слици 3.16, у следећем облику:



Слика 3.16 – Ојачана АБ греда- расподела дилатација, напона и сила у пресеку – фаза I

• **ЈЕДНАЧИНА РАВНОТЕЖЕ УНУТРАШЊИХ СИЛА:**

$$C_c + C_{s,top} - T_c - T_{s,bot} - T_m - T_r = 0$$

$$\frac{1}{2} \cdot \sigma_{c,top} \cdot c \cdot b + \sigma_{s,top} \cdot A_{s,top} - \frac{1}{2} \cdot \sigma_{c,bot} \cdot (h - c) \cdot b - \sigma_{s,bot} \cdot A_{s,bot} -$$

$$- \frac{\sigma_{m,top} + \sigma_{m,bot}}{2} \cdot h_m \cdot b - \sigma_r \cdot A_r = 0$$

• **ЈЕДНАЧИНА РАВНОТЕЖЕ МОМЕНАТА САВИЈАЊА:**

$$C_c \cdot \frac{2}{3} \cdot c + C_{s,top} \cdot (c - d_{s,top}) - T_c \cdot \frac{2}{3} \cdot (h - c) - T_{s,bot} \cdot (d_{s,bot} - c) -$$

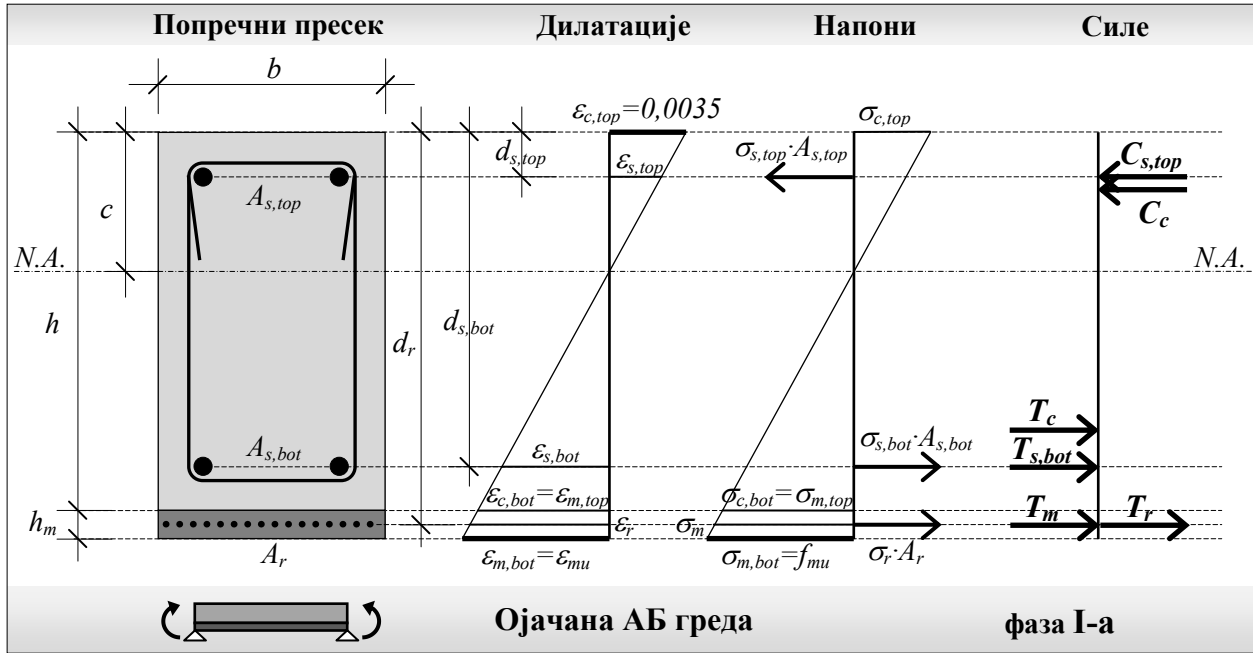
$$- T_m \cdot \left( h - c + \frac{h_m}{2} \right) - T_r \cdot (d_r - c) = M_{ext}$$

$$\frac{1}{3} \cdot \sigma_{c,top} \cdot c^2 \cdot b + \sigma_{s,top} \cdot A_{s,top} \cdot (c - d_{s,top}) - \frac{1}{3} \cdot \sigma_{c,bot} \cdot (h - c)^2 \cdot b -$$

$$- \sigma_{s,bot} \cdot A_{s,bot} \cdot (d_{s,bot} - c) - \frac{\sigma_{m,top} + \sigma_{m,bot}}{2} \cdot h_m \cdot b \cdot \left( h - c + \frac{h_m}{2} \right) - \sigma_r \cdot A_r \cdot (d_r - c) = M_{ext}$$

### 3.7.2. Стање напона у тренутку појаве прве прслине у цементној матрици фeroцементa (фаза I-a)

У овој фази, у најнижем (крајњем доњем) влакну фeroцементa достиже се чврстоћа цементне матрице на затезање и долази до појаве прве прслине. За стање у тренутку појаве прве прслине, једначине равнотеже унутрашњих сила и момената савијања за ојачану АБ греду представљене су, у свему према слици 3.17, у следећем облику:



Слика 3.17 – Ојачана АБ греда- расподела дилатација, напона и сила у пресеку – фаза I-a

• **ЈЕДНАЧИНА РАВНОТЕЖЕ УНУТРАШЊИХ СИЛА:**

$$C_c + C_{s,top} - T_c - T_{s,bot} - T_m - T_r = 0$$

$$\frac{1}{2} \cdot \sigma_{c,top} \cdot c \cdot b + \sigma_{s,top} \cdot A_{s,top} - \frac{1}{2} \cdot \sigma_{c,bot} \cdot (h - c) \cdot b - \sigma_{s,bot} \cdot A_{s,bot} - \frac{\sigma_{m,top} + f_{mu}}{2} \cdot h_m \cdot b - \sigma_r \cdot A_r = 0$$

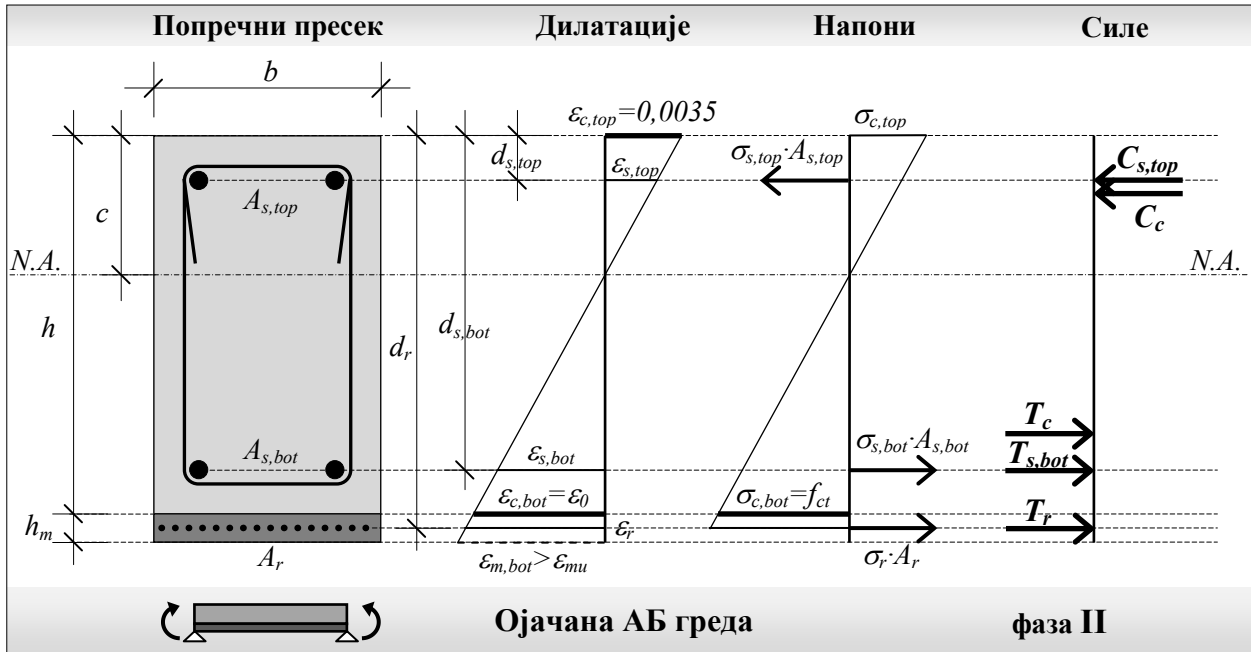
• **ЈЕДНАЧИНА РАВНОТЕЖЕ МОМЕНАТА САВИЈАЊА:**

$$C_c \cdot \frac{2}{3} \cdot c + C_{s,top} \cdot (c - d_{s,top}) - T_c \cdot \frac{2}{3} \cdot (h - c) - T_{s,bot} \cdot (d_{s,bot} - c) - T_m \cdot \left( h - c + \frac{h_m}{2} \right) - T_r \cdot (d_r - c) = M_{ext}$$

$$\frac{1}{3} \cdot \sigma_{c,top} \cdot c^2 \cdot b + \sigma_{s,top} \cdot A_{s,top} \cdot (c - d_{s,top}) - \frac{1}{3} \cdot \sigma_{c,bot} \cdot (h - c)^2 \cdot b - \sigma_{s,bot} \cdot A_{s,bot} \cdot (d_{s,bot} - c) - \frac{\sigma_{m,top} + f_{mu}}{2} \cdot h_m \cdot b \cdot \left( h - c + \frac{h_m}{2} \right) - \sigma_r \cdot A_r \cdot (d_r - c) = M_{ext}$$

### 3.7.3. Стање напона у тренутку појаве прве прслине у армираном бетону (фаза II)

Напон затезања у фeroцементу сада премашује чврстоћу цементне матрице на затезање, те она отказује. Са даљим порастом спољног оптерећења настаје развој прслина у фeroцементу и прераспoдела напона затезања које потпуно преузима микроарматура. Обзиром да карактеристике микроарматуре гарантују много већи гранични напон затезања и граничну дилатацију у односу на бетон, очекује се достизање граничне носивости на затезање у најнижем влакну бетона и појава прве прслине. Једначине равнотеже унутрашњих сила и момената савијања ојачане АБ греде у овој фази представљене су, у свему према слици 3.18, у следећем облику:



Слика 3.18 – Ојачана АБ греда- расподела дилатација, напона и сила у пресеку – фаза II

• **ЈЕДНАЧИНА РАВНОТЕЖЕ УНУТРАШЊИХ СИЛА:**

$$C_c + C_{s,top} - T_c - T_{s,bot} - T_r = 0$$

$$\frac{1}{2} \cdot \sigma_{c,top} \cdot c \cdot b + \sigma_{s,top} \cdot A_{s,top} - \frac{1}{2} \cdot f_{ct} \cdot (h - c) \cdot b - \sigma_{s,bot} \cdot A_{s,bot} - \sigma_r \cdot A_r = 0$$

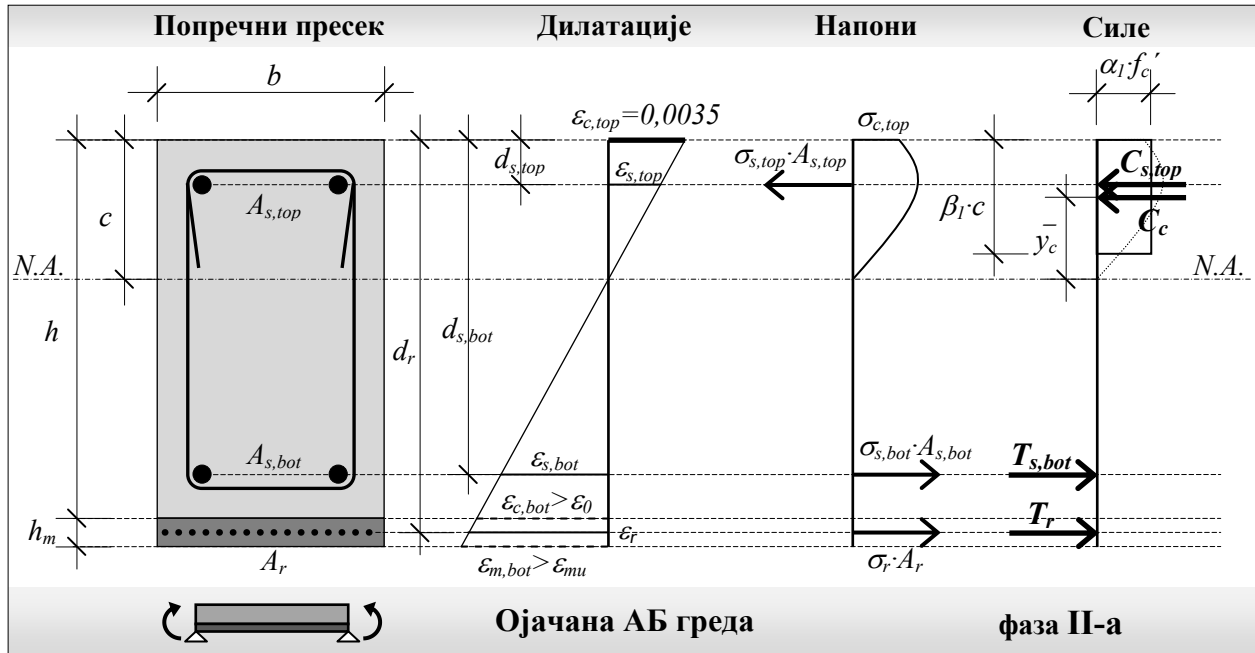
• **ЈЕДНАЧИНА РАВНОТЕЖЕ МОМЕНАТА САВИЈАЊА:**

$$C_c \cdot \frac{2}{3} \cdot c + C_{s,top} \cdot (c - d_{s,top}) - T_c \cdot \frac{2}{3} \cdot (h - c) - T_{s,bot} \cdot (d_{s,bot} - c) - T_r \cdot (d_r - c) = M_{ext}$$

$$\frac{1}{3} \cdot \sigma_{c,top} \cdot c^2 \cdot b + \sigma_{s,top} \cdot A_{s,top} \cdot (c - d_{s,top}) - \frac{1}{3} \cdot f_{ct} \cdot (h - c)^2 \cdot b - \sigma_{s,bot} \cdot A_{s,bot} \cdot (d_{s,bot} - c) - \sigma_r \cdot A_r \cdot (d_r - c) = M_{ext}$$

### 3.7.4. Стање напона пре појаве великих издужења (течења) микроарматуре фероцемента (фаза II-а)

Напон затезања у најнижем (крајњем доњем) влакну бетона сада премашује чврстоћу бетона на затезање. Са даљим порастом спољног оптерећења настаје развој прслина у бетону по распону носача и прерасподела напона затезања које постепено преузима конвенционална арматура. Једначине равнотеже унутрашњих сила и момената савијања ојачане АБ греде у овој фази представљене су, у свему према слици 3.19, у следећем облику:



Слика 3.19 – Ојачана АБ греда- расподела дилатација, напона и сила у пресеку – фаза II-а

- **ЈЕДНАЧИНА РАВНОТЕЖЕ УНУТРАШЊИХ СИЛА:**

$$C_c + C_{s,top} - T_{s,bot} - T_r = 0$$

$$\frac{1}{2} \cdot \sigma_{c,top} \cdot c \cdot b + \sigma_{s,top} \cdot A_{s,top} - \sigma_{s,bot} \cdot A_{s,bot} - \sigma_r \cdot A_r = 0$$

- **ЈЕДНАЧИНА РАВНОТЕЖЕ МОМЕНАТА САВИЈАЊА:**

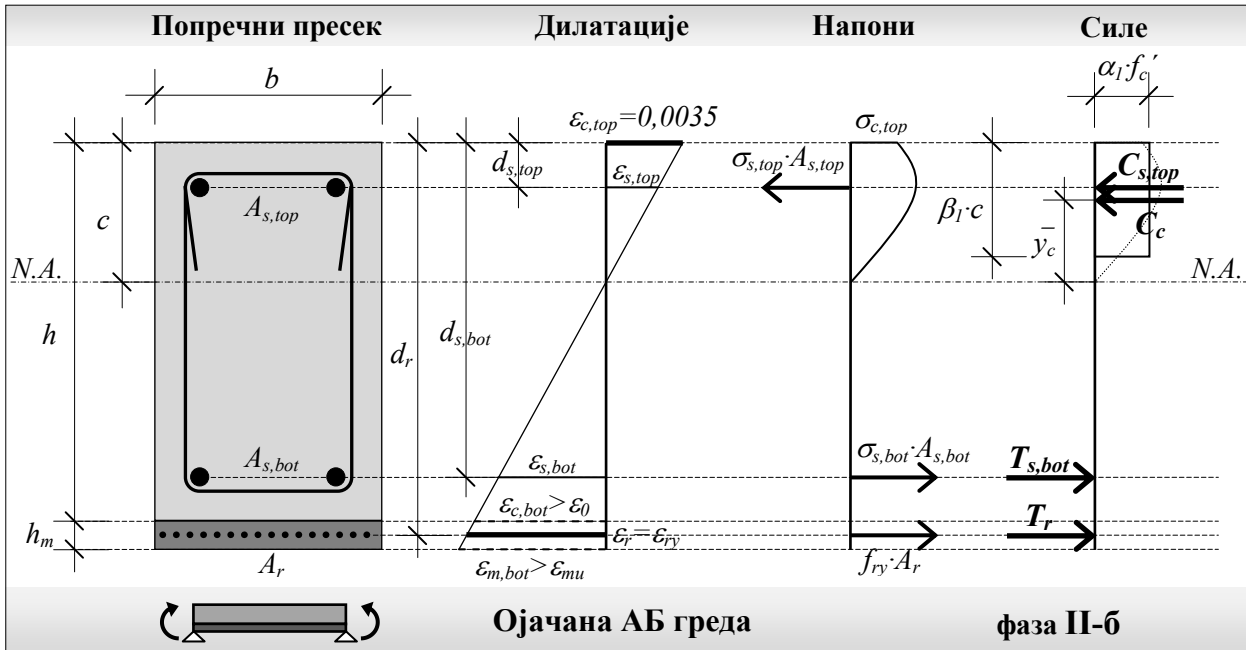
$$C_c \cdot \frac{2}{3} \cdot c + C_{s,top} \cdot (c - d_{s,top}) - T_{s,bot} \cdot (d_{s,bot} - c) - T_r \cdot (d_r - c) = M_{ext}$$

$$\frac{1}{3} \cdot \sigma_{c,top} \cdot c^2 \cdot b + \sigma_{s,top} \cdot A_{s,top} \cdot (c - d_{s,top}) - \sigma_{s,bot} \cdot A_{s,bot} \cdot (d_{s,bot} - c) - \sigma_r \cdot A_r \cdot (d_r - c) = M_{ext}$$



### 3.7.5. Стање напона у тренутку појаве великих издужења (течења) микроарматуре фероцемента (фаза II-б)

Напон затезања у микроарматури фероцемента достиже границу великих издужења (течења) челика. Једначине равнотеже унутрашњих сила и момената савијања ојачане АБ греде представљене су, у свему према слици 3.20, у следећем облику:



Слика 3.20 – Ојачана АБ греда- расподела дилатација, напона и сила у пресеку – фаза II-б

- **ЈЕДНАЧИНА РАВНОТЕЖЕ УНУТРАШЊИХ СИЛА:**

$$C_c + C_{s,top} - T_{s,bot} - T_r = 0$$

$$\frac{1}{2} \cdot \sigma_{c,top} \cdot c \cdot b + \sigma_{s,top} \cdot A_{s,top} - \sigma_{s,bot} \cdot A_{s,bot} - f_{ry} \cdot A_r = 0$$

- **ЈЕДНАЧИНА РАВНОТЕЖЕ МОМЕНАТА САВИЈАЊА:**

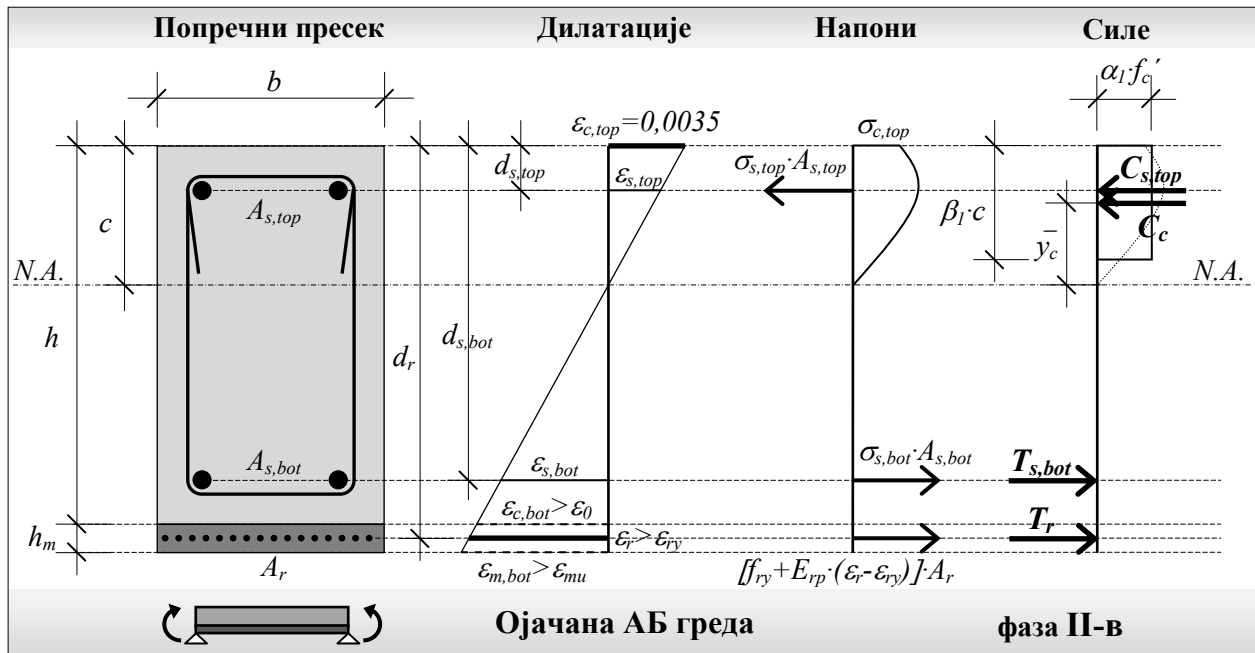
$$C_c \cdot \frac{2}{3} \cdot c + C_{s,top} \cdot (c - d_{s,top}) - T_{s,bot} \cdot (d_{s,bot} - c) - T_r \cdot (d_r - c) = M_{ext}$$

$$\frac{1}{3} \cdot \sigma_{c,top} \cdot c^2 \cdot b + \sigma_{s,top} \cdot A_{s,top} \cdot (c - d_{s,top}) - \sigma_{s,bot} \cdot A_{s,bot} \cdot (d_{s,bot} - c) - f_{ry} \cdot A_r \cdot (d_r - c) = M_{ext}$$

где је:  $f_{ry}$  = напон великих издужења (течења) челика микроарматуре

### 3.7.6. Стање напона након појаве великих издужења (течења) микроарматуре фeroцементa (фаза II-в)

Напон затезања у микроарматури фeroцементa премашује границу великих издужења (течења) челика микроарматуре. У овој фази још увек није достигнута граница великих издужења (течења) челика конвенционалне арматуре. Једначине равнотеже унутрашњих сила и момената савијања ојачане АБ греде представљене су, у свему према слици 3.21, у следећем облику:



Слика 3.21 – Ојачана АБ греда- расподела дилатација, напона и сила у пресеку – фаза II-в

• **ЈЕДНАЧИНА РАВНОТЕЖЕ УНУТРАШЊИХ СИЛА:**

$$C_c + C_{s,top} - T_{s,bot} - T_r = 0$$

$$\frac{1}{2} \cdot \sigma_{c,top} \cdot c \cdot b + \sigma_{s,top} \cdot A_{s,top} - \sigma_{s,bot} \cdot A_{s,bot} - [f_{ry} + E_{rp} \cdot (\varepsilon_r - \varepsilon_{ry})] \cdot A_r = 0$$

• **ЈЕДНАЧИНА РАВНОТЕЖЕ МОМЕНАТА САВИЈАЊА:**

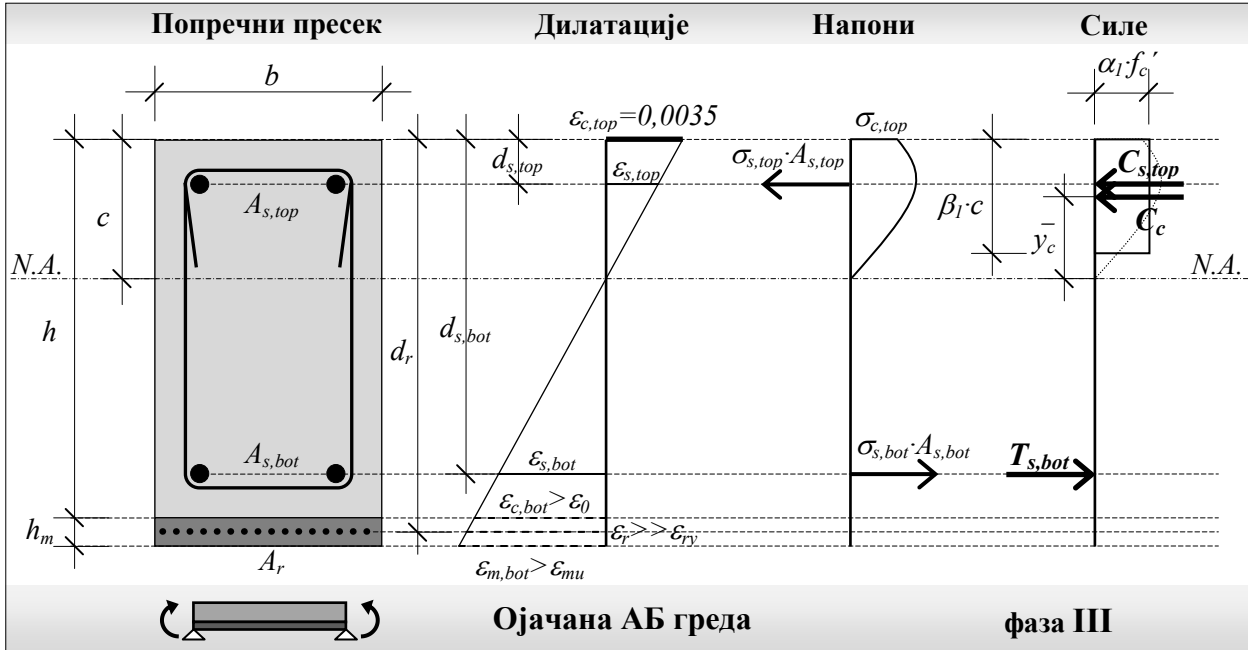
$$C_c \cdot \frac{2}{3} \cdot c + C_{s,top} \cdot (c - d_{s,top}) - T_{s,bot} \cdot (d_{s,bot} - c) - T_r \cdot (d_r - c) = M_{ext}$$

$$\frac{1}{3} \cdot \sigma_{c,top} \cdot c^2 \cdot b + \sigma_{s,top} \cdot A_{s,top} \cdot (c - d_{s,top}) - \sigma_{s,bot} \cdot A_{s,bot} \cdot (d_{s,bot} - c) - [f_{ry} + E_{rp} \cdot (\varepsilon_r - \varepsilon_{ry})] \cdot A_r \cdot (d_r - c) = M_{ext}$$

где је:  $E_{rp}$  = модул еластичности челика микроарматуре после великих издужења (течења)

### 3.7.7. Стање напона пре појаве појаве великих издужења (течења) конвенционалне арматуре (фаза III)

Напон затезања у микроарматури фeroцементa изазива отказивање носивости ове арматуре. Комплетну силу затезања преузима конвенционална арматура. Једначине равнотеже унутрашњих сила и момената савијања ојачане АБ греде представљене су, у свему према слици 3.22, у следећем облику:



Слика 3.22 – Ојачана АБ греда- расподела дилатација, напона и сила у пресеку – фаза III

• **ЈЕДНАЧИНА РАВНОТЕЖЕ УНУТРАШЊИХ СИЛА:**

$$C_c + C_{s,top} - T_{s,bot} = 0$$

$$\frac{1}{2} \cdot \sigma_{c,top} \cdot c \cdot b + \sigma_{s,top} \cdot A_{s,top} - \sigma_{s,bot} \cdot A_{s,bot} = 0$$

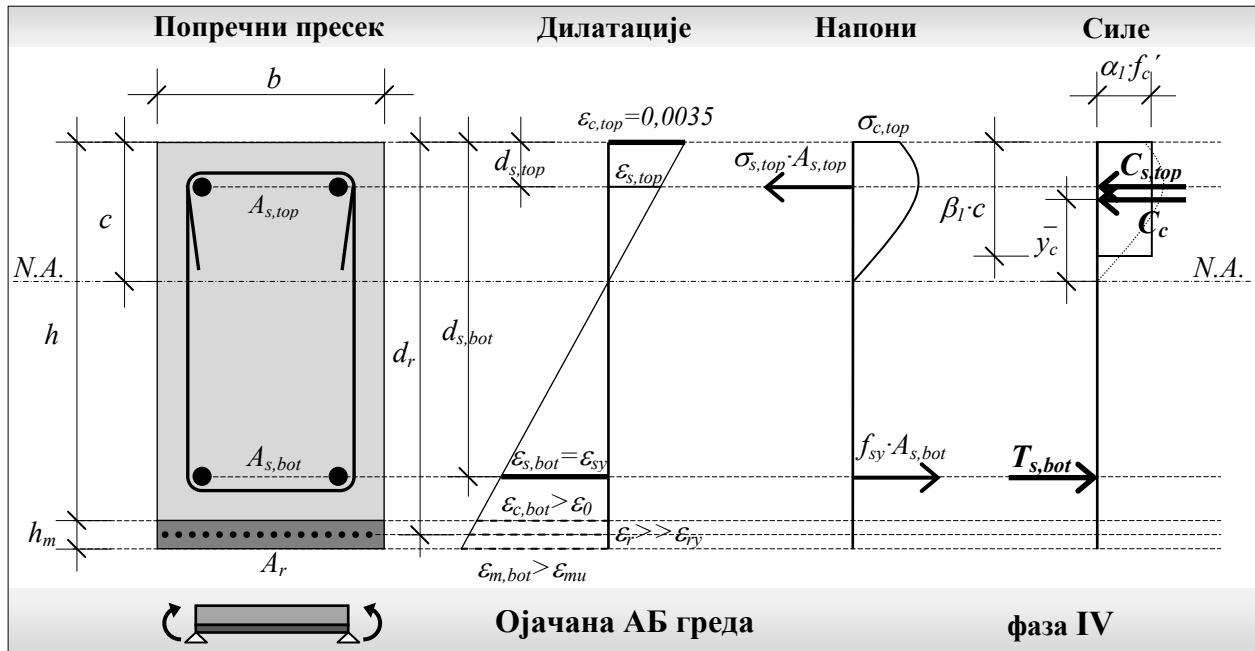
• **ЈЕДНАЧИНА РАВНОТЕЖЕ МОМЕНАТА САВИЈАЊА:**

$$C_c \cdot \frac{2}{3} \cdot c + C_{s,top} \cdot (c - d_{s,top}) - T_{s,bot} \cdot (d_{s,bot} - c) = M_{ext}$$

$$\frac{1}{3} \cdot \sigma_{c,top} \cdot c^2 \cdot b + \sigma_{s,top} \cdot A_{s,top} \cdot (c - d_{s,top}) - \sigma_{s,bot} \cdot A_{s,bot} \cdot (d_{s,bot} - c) = M_{ext}$$

### 3.7.8. Стање напона у тренутку појаве великих издужења (течења) конвенционалне арматуре (фаза IV)

Напон затезања у затегнутој конвенционалној арматури (доња зона) у овој фази достиже границу великих издужења (течења) челика. Једначине равнотеже унутрашњих сила и момената савијања за ојачану АБ греду добијају следећи облик, представљен у свему према слици 3.23:



Слика 3.23 – Ојачана АБ греда- расподела дилатација, напона и сила у пресеку – фаза IV

• **ЈЕДНАЧИНА РАВНОТЕЖЕ УНУТРАШЊИХ СИЛА:**

$$C_c + C_{s,top} - T_{s,bot} = 0$$

$$\frac{1}{2} \cdot \sigma_{c,top} \cdot c \cdot b + \sigma_{s,top} \cdot A_{s,top} - f_{sy} \cdot A_{s,bot} = 0$$

• **ЈЕДНАЧИНА РАВНОТЕЖЕ МОМЕНАТА САВИЈАЊА:**

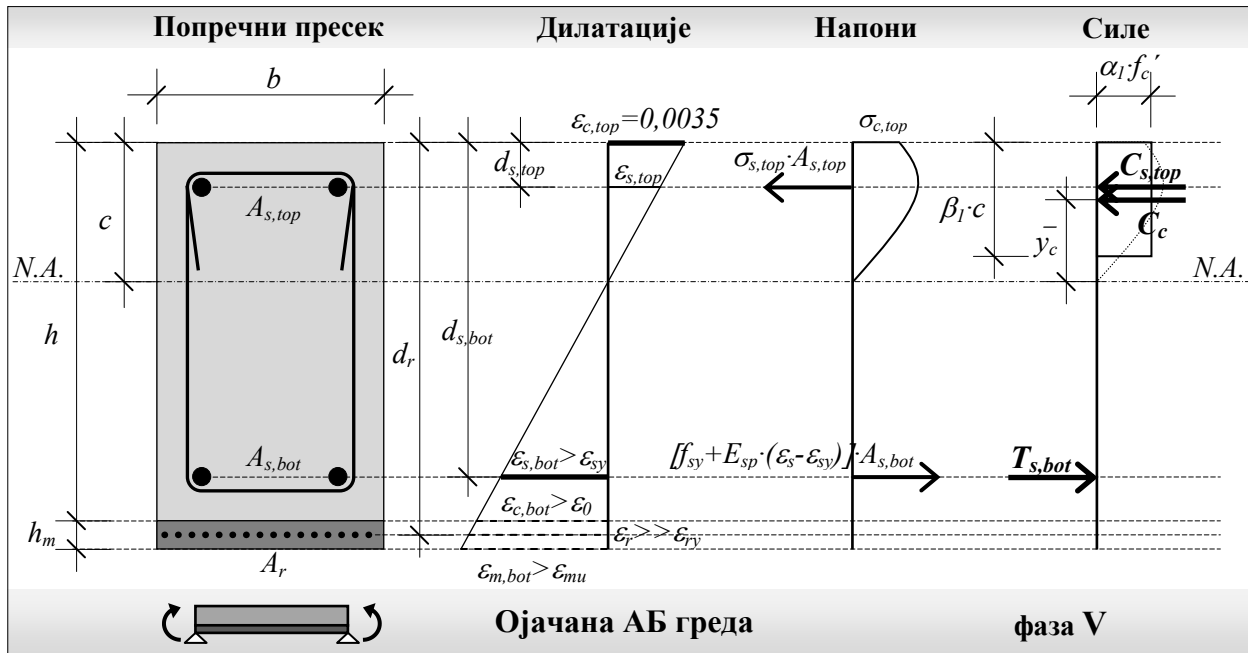
$$C_c \cdot \frac{2}{3} \cdot c + C_{s,top} \cdot (c - d_{s,top}) - T_{s,bot} \cdot (d_{s,bot} - c) = M_{ext}$$

$$\frac{1}{3} \cdot \sigma_{c,top} \cdot c^2 \cdot b + \sigma_{s,top} \cdot A_{s,top} \cdot (c - d_{s,top}) - f_{sy} \cdot A_{s,bot} \cdot (d_{s,bot} - c) = M_{ext}$$

где је:  $f_{sy}$  = напон великих издужења (течења) челика конвенционалне арматуре

### 3.7.9. Стање напона након појаве великих издужења (течења) конвенционалне арматуре (фаза V)

Напон затезања у конвенционалној арматури доње зоне премашује границу великих издужења (течења) челика. Ова фаза претходи лому носача. Једначине равнотеже унутрашњих сила и момената савијања за ојачану АБ греду у овом стању добијају следећи облик, представљен у свему према слици 3.24:



Слика 3.24 – Ојачана АБ греда- расподела дилатација, напона и сила у пресеку – фаза V

#### • ЈЕДНАЧИНА РАВНОТЕЖЕ УНУТРАШЊИХ СИЛА:

$$C_c + C_{s,top} - T_{s,bot} = 0$$

$$\frac{1}{2} \cdot \sigma_{c,top} \cdot c \cdot b + \sigma_{s,top} \cdot A_{s,top} - [f_{sy} + E_{sp} \cdot (\epsilon_s - \epsilon_{sy})] \cdot A_{s,bot} = 0$$

#### • ЈЕДНАЧИНА РАВНОТЕЖЕ МОМЕНАТА САВИЈАЊА:

$$C_c \cdot \frac{2}{3} \cdot c + C_{s,top} \cdot (c - d_{s,top}) - T_{s,bot} \cdot (d_{s,bot} - c) = M_{ext}$$

$$\frac{1}{3} \cdot \sigma_{c,top} \cdot c^2 \cdot b + \sigma_{s,top} \cdot A_{s,top} \cdot (c - d_{s,top}) - [f_{sy} + E_{sp} \cdot (\epsilon_s - \epsilon_{sy})] \cdot A_{s,bot} \cdot (d_{s,bot} - c) = M_{ext}$$

где је:  $E_{sp}$  = модул еластичности челика после великих издужења (течења)  
 челика конвенционалне арматуре

### 3.8. Процес прорачуна номиналне носивости на савијање АБ гредног носача ојачаног фeroцементном траком (плочом)

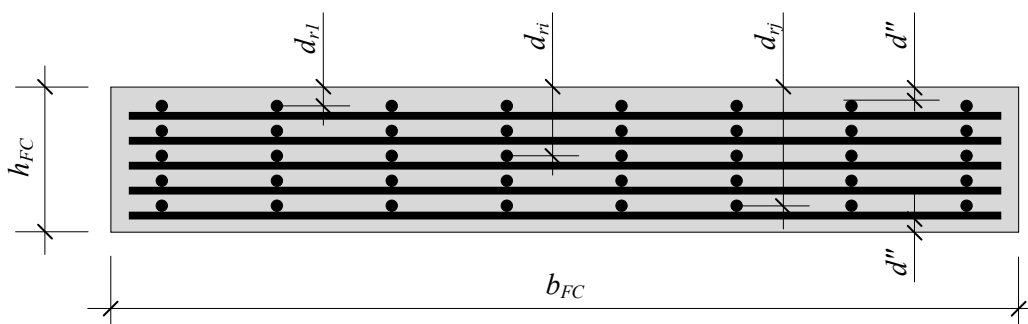
#### 3.8.1. Усвајање геометријских карактеристика пресека фeroцементне траке за ојачање АБ носача

Приликом усвајања димензија фeroцементног попречног пресека потребно је ускладити ширину пресека са ширином АБ носача (уобичајено је да се усваја иста ширина, тј.  $b_{FC} = b_{RC}$ ). У зависности од избора микроарматуре (електрозаварена мрежа-платно од челичне поцинковане жице) потребно је обезбедити довољан заштитни слој малтера и усвојити дебљину фeroцементног пресека, поштујући препоруке приказане у поглављу 2.6. *Практичне препоруке при пројектовању.*

Број слојева усвојене микроарматуре директно утиче на дебљину пресека. У зависности од потребног процента ојачања армирано бетонског носача усваја се потребан број слојева микроарматуре.

Након тога дефинишу се следеће геометријске вредности:

$d''$	чист заштитни слој малтера
$s = \frac{h - (2 \cdot d'' + d_w)}{N - 1}$	осовинско растојање арматурних мрежа
$d_{r1} = d'' + \frac{d_w}{2}$	дубина 1. слоја арматурне мреже
$d_{ri} = d_{ri-1} + s$	дубина $i$ -тог слоја арматурне мреже
$d_{rj} = d_{rj-1} + s$	дубина $j$ -тог (последњег) слоја арматурне мреже



Слика 3.25 – Усвајање геометријских карактеристика фeroцементног пресека

### 3.8.2. Дефинисање параметара микроарматуре

За даљи ток прорачуна потребно је дефинисати следеће параметре везане за изабрану микроарматуру:

$N$	број слојева микроарматурних мрежа
$d_w$	пречник жице
$D_L = D_T = D$	осовинско растојање жица у оба правца
$A_{I\phi}$	површина попречног пресека 1 жице
$A_{ri}$	ефективна површина подужне микроарматуре слоја $i = 1 \div j$
$E_r$	модул еластичности микроарматуре
$f_{ry}$	чврстоћа на затезање при течењу микроарматуре
$f_{ru}$	гранична чврстоћа на затезање микроарматуре
$V_r = \frac{N \cdot \pi \cdot d_w^2}{2 \cdot h \cdot D}$	запремински удео комплетне микроарматуре
$V_{rL} = 0,5 \cdot V_r$	запремински удео лонгитудиналне микроарматуре

### 3.8.3. Дефинисање параметара цементне матрице

Затегнута цементна матрица дефинише се следећим параметрима:

$E_m$	модул еластичности цементне матрице
$f_{mi}$	чврстоћа цементне матрице на затезање

### 3.8.4. Дефинисање модула еластичности ФЦ композита

Обзиром да је реч о композитном материјалу, потребно је дефинисати његов модул еластичности:

$E_{FC} = E_m \cdot V_m + E_r \cdot V_{rL}$	модул еластичности фeroцементног композита
---	--

### 3.8.5. Дефинисање параметара конвенционалне арматуре

Параметри који дефинишу конвенционалну арматуру АБ гредног носача:

$\phi_L, \phi_T$	пречник подужне и попречне шипке
$A_{1\phi}$	површина попречног пресека 1 подужне шипке
$A_{s1}, A_{s2}$	површина подужне арматуре доње и горње зоне
$E_s$	модул еластичности конвенционалне арматуре
$f_{sy}$	чврстоћа на затезање при течењу конвенционалне арматуре
$f_{ru}$	гранична чврстоћа на затезање конвенционалне арматуре
$V_{sL} = \frac{N \cdot \pi \cdot \phi_L^2}{4 \cdot h} \cdot \frac{l}{D_L}$	запремински удео лонгитудиналне конвенционалне арматуре
$V_{sT} = \frac{N \cdot \pi \cdot \phi_T^2}{4 \cdot h} \cdot \frac{l}{D_T}$	запремински удео трансверзалне конвенционалне арматуре
$V_s = V_{sL} + V_{sT}$	запремински удео комплетне конвенционалне арматуре

### 3.8.6. Дефинисање параметара бетона

Бетон, који је у фази великог ексцентрицитета, дефинише се следећим параметрима:

$E_c$	модул еластичности бетона
$f'_c$	прописана чврстоћа бетона на притисак
$f_{cu}$	чврстоћа бетона на затезање

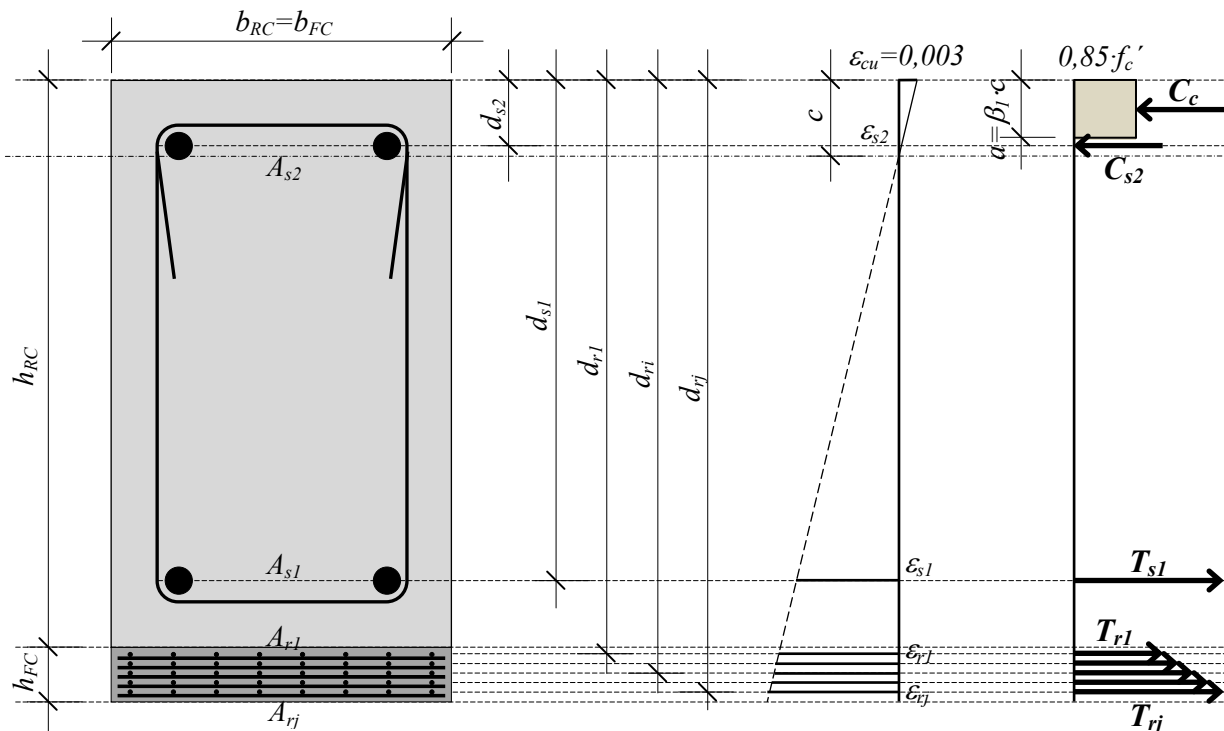
### 3.8.7. Дефинисање модула еластичности АБ композита

Армирани бетон се такође сматра композитом, па је његов модул еластичности:

$E_{RC} = E_c \cdot V_c + E_s \cdot V_{sL}$	модул еластичности армирано бетонског композита
---	---



### 3.8.8. Прорачун номиналне носивости на савијање ојачане АБ греде употребом методе компатибилности



Слика 3.26 – Претпостављене силе и дилатације при номиналној носивости на чисто савијање АБ пресека ојачаног фeroцементном траком (у сагласности са ACI Code)

$\epsilon_{cu}$	гранична дилатација при притиску бетона (0,003 - ACI Code)
$f'_c = \frac{f_{cc}}{1,2}$	прописана чврстоћа на притисак бетона
$\epsilon_{sy} = \frac{f_{sy}}{E_s}$	номинална дилатација течења арматуре
$\epsilon_{ry} = \frac{f_{ry}}{E_r}$	номинална дилатација течења микроарматуре
$\beta_1$	фактор дебљине квадратног напонског блока (0,80 - ACI Code)

Усвојене су следеће релације:

$\epsilon_{si} \leq \epsilon_{sy} \Rightarrow \sigma_{si} = E_s \cdot \epsilon_{si}$	напон у подужној конвенционалној арматури слоја $i$ у зависности од величине дилатације
$\epsilon_{si} \geq \epsilon_{sy} \Rightarrow \sigma_{si} = f_{sy}$	
$\epsilon_{ri} \leq \epsilon_{ry} \Rightarrow \sigma_{ri} = E_r \cdot \epsilon_{ri}$	напон у подужној микроарматури слоја $i$ у зависности од величине дилатације
$\epsilon_{ri} \geq \epsilon_{ry} \Rightarrow \sigma_{ri} = f_{ry}$	

Прорачун сила, напона и дилатација у попречном пресеку ојачаног АБ носача започиње са претпостављеним положајем неутралне осе ( $c$ ). За прву итерацију препоручује се вредност која се креће између 10% и 20% укупне висине пресека. Срачунавају се следеће вредности:

$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot c$	сила притиска у бетону (напонски блок притиска)
$\varepsilon_{si} = \frac{d_{si} - c}{c} \cdot \varepsilon_{cu}$	дилатација у конвенционалној арматури слоја $i$
$\sigma_{si} = \begin{cases} E_s \cdot \varepsilon_{si} \\ f_{sy} \end{cases}$	напон у конвенционалној арматури слоја $i$
$C_{si} = (\sigma_{si} - 0,85 f'_c) \cdot A_{si}$	сила притиска у конвенционалној арматури слоја $i$
$T_{si} = \sigma_{si} \cdot A_{si}$	сила затезања у конвенционалној арматури слоја $i$
$\varepsilon_{ri} = \frac{d_{ri} - c}{c} \cdot \varepsilon_{cu}$	дилатација у микроарматури слоја $i$
$\sigma_{ri} = \begin{cases} E_r \cdot \varepsilon_{ri} \\ f_{ry} \end{cases}$	напон у микроарматури слоја $i$
$T_{ri} = \sigma_{ri} \cdot A_{ri}$	сила затезања у микроарматури слоја $i$

Провера једнакости суме сила притисака и суме сила затезања. Уколико једнакост није остварена, повратак на почетак и промена положаја неутралне осе ( $c$ ), све до постизања једнакости сила притиска и затезања:

$$\sum T - \sum C = 0 \quad \Rightarrow \quad \text{Усваја се положај неутралне осе } c$$

Са усвојеним положајем неутралне осе може се срачунати номинални момент носивости на савијање према следећем изразу:

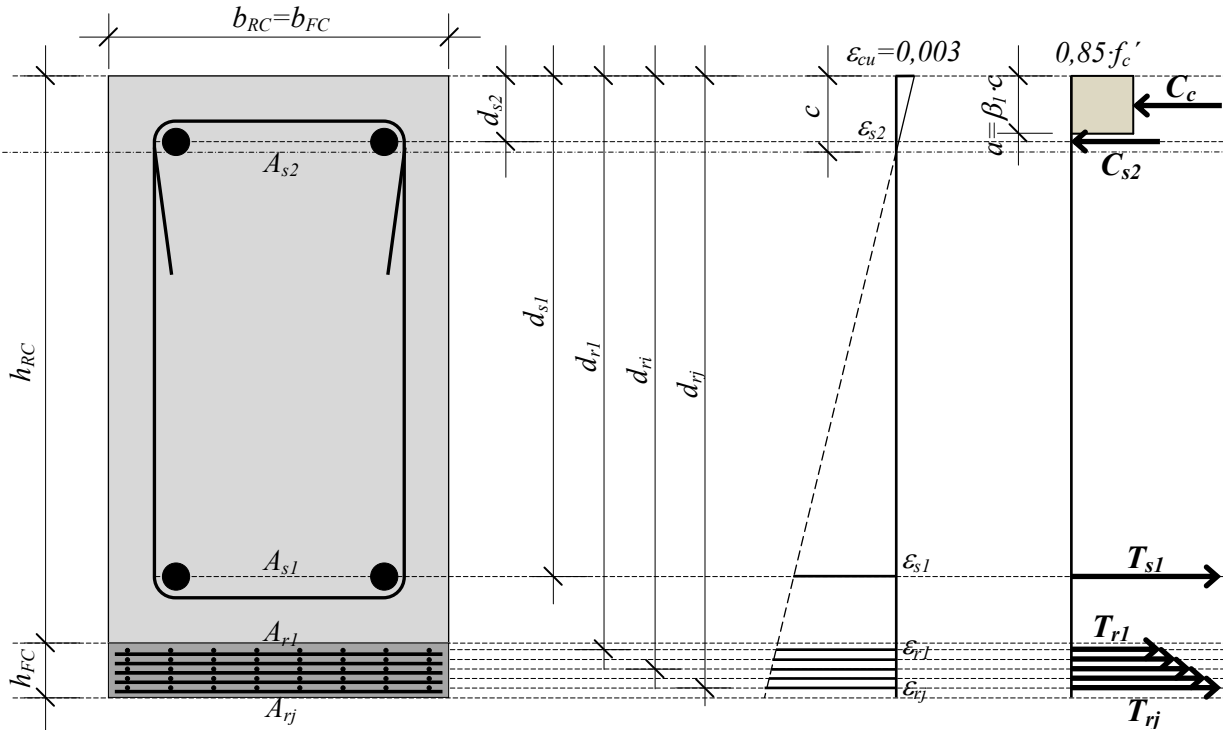
$$M_n = \sum_{i=j}^N C, T_{si,ri} \cdot \left( d_{si,ri} - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) \quad \text{номинални момент носивости на савијање}$$

Потребно је испунити следећи услов:  $M_u \leq \phi \cdot M_n$

Лева страна израза представља захтевану или задату носивост која је добијена прорачуном конструкције, оптерећене претпостављеним дејствима. Десна страна израза представља граничне могућности (капацитет) анализираног елемента конструкције.

$M_u$	гранични момент савијања
$\phi$	коэффициент носивости
$\phi \cdot M_n$	рачунска номинална носивост

### 3.8.9. Прорачун номиналне носивости на савијање ојачане АБ греде употребом поједностављене методе базиране на течењу арматуре услед затезања



Слика 3.27 – Претпостављене силе и дилатације при номиналној носивости на чисто савијање АБ пресека ојачаног фeroцементном траком (у сагласности са ACI Code)

$\epsilon_{cu}$	гранична дилатација при притиску бетона (0,003 - ACI Code)
$f'_c = \frac{f_{cc}}{1,2}$	прописана чврстоћа на притисак бетона
$\epsilon_{sy} = \frac{f_{sy}}{E_s}$	номинална дилатација течења арматуре
$\epsilon_{ry} = \frac{f_{ry}}{E_r}$	номинална дилатација течења микроарматуре
$\beta_1$	фактор дебљине квадратног напонског блока (0,80 - ACI Code)

Усвојене су следеће релације:

$\epsilon_{si} \geq \epsilon_{sy} \Rightarrow \sigma_{si} = f_{sy}$	напон у подужној конвенционалној арматури слоја $i$
$\epsilon_{ri} \geq \epsilon_{ry} \Rightarrow \sigma_{ri} = f_{ry}$	напон у подужној микроарматури слоја $i$

Поједностављена метода базирана на течењу арматуре услед затезања изведена је уз следеће претпоставке:

- Игнорише се присуство арматуре у притиснутој зони
- Претпоставља се да су сви остали слојеви арматуре затегнути на граници номиналне носивости на савијање

Из равнотеже сила следи израз:

$$0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a = \sum_{i=j}^N A_{s,ri} \cdot f_{s,ryi}$$

или:

$$a = \frac{\sum_{i=j}^N A_{s,ri} \cdot f_{s,ryi}}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}$$

Из равнотеже момената савијања следи израз за номинални момент носивости на савијање:

$$M_n = \sum_{i=j}^N A_{s,ri} \cdot f_{s,ryi} \cdot \left( d_{s,ri} - \frac{a}{2} \right) \quad \text{номинални момент носивости на савијање}$$

Потребно је испунити следећи услов:  $M_u \leq \phi \cdot M_n$

Лева страна израза представља захтевану или задату носивост која је добијена прорачуном конструкције, оптерећене претпостављеним дејствима. Десна страна израза представља граничне могућности (капацитет) анализираниог елемента конструкције.

$M_u$	гранични момент савијања
$\phi$	коэффициент носивости
$\phi \cdot M_n$	рачунска номинална носивост

### 3.8.10. Одређивање степена ојачања АБ греде фeroцементном траком (плочом)

Обзиром да је циљ ојачања армирано бетонског гредног носача повећање његове носивости и употребљивости, потребно је утврдити да ли степен ојачања одговара потребама носача у фази експлоатације. Стога једноставно треба упоредити номинални момент носивости неојачаног и ојачаног гредног носача.

Прорачун номиналног момента носивости неојачаног АБ носача може се спровести употребом претходно поменутих метода (метода компатибилности или поједностављена метода базирана на течењу арматуре услед затезања). Резултати, који се добијају употребом наведених метода, су готово идентични, обзиром да је утицај притиснуте конвенционалне арматуре веома мали за случај чистог савијања до фазе лома.

Спровођењем прорачуна граничне носивости на савијање правоугаоног попречног пресека у складу са домаћом регулативом, може се установити потпуно поклапање величине номиналног момента носивости (гранична носивост) са резултатима добијеним употребом наведених метода.

Степен ојачања армирано бетонског гредног носача може се изразити процентуално:

$$\frac{M_n^{RC+FC}}{M_n^{RC}} = \alpha(\%)$$

те се врло лако може доћи до податка о могућем повећању експлоатационих оптерећења, употребом добијеног коефицијента.

## 4. ЕКСПЕРИМЕНТАЛНА ИСТРАЖИВАЊА

### 4.1. Опште напомене

У смислу предвиђања и праћења понашања под дејством оптерећења, армирано бетонски носачи ојачани фeroцементним елементима спадају у групацију веома сложених конструкцијских елемената. Разлог за ову тврдњу лежи у чињеници да су то елементи који се сврставају у категорију *композитних носача* (на бази цемента).

*Композит* је, по дефиницији, материјал начињен од најмање две различите компоненте спојене у монолитну целину тако да сам композит поседује боље одговарајуће особине и карактеристике од његових компоненти појединачно. Бројност компоненти, у случају АБ греда ојачаних фeroцементним елементима (тракама), је значајна. Бетон, конвенционална арматура, цементни малтер, микроарматура и епоксидни лепак условљавају постојање великог броја утицајних фактора:

- различите физичко-механичке карактеристике самих материјала,
- степен остварених међусобних веза компоненти,
- линеарност, односно нелинеарност понашања компоненти током оптерећивања носача

Такође треба поменути чињеницу да су бетон, састављен из цемента, агрегата, воде (и хемијских додатака), као и малтер, састављен из цемента, песка, воде (и хемијских додатака), сами по себи композитни материјали, што само чини проблем сложенијим.

Уз аналитички и нумерички приступ, јасна је неопходност експерименталног приступа понашању наведених конструкцијских елемената под оптерећењем. Експериментална истраживања спроведена су у смислу потврде теоријских претпоставки и прорачуна, али и могућности да се региструју одређени феномени који можда нису теоретски третирани на прави начин. Експериментална истраживања на узорцима спроведена су у лабораторијским условима.

### 4.2. Програм експерименталних истраживања

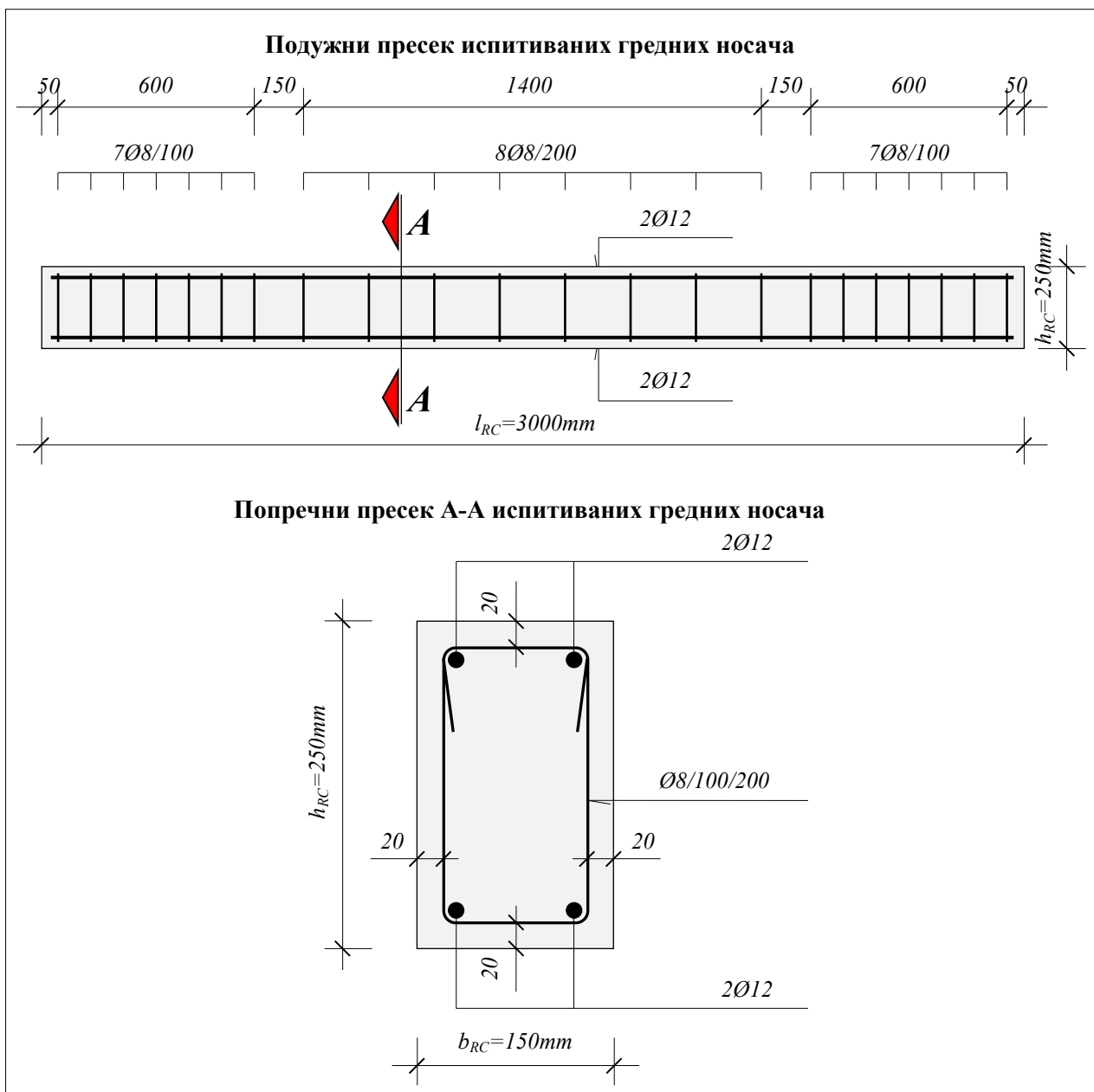
Програм експерименталних истраживања понашања гредних носача ојачаних фeroцементним елементима, под дејством оптерећења, обухвата следеће кораке:

- избор геометрије АБ носача (распон, облик попречног пресека, начин армирања),
- избор геометрије фeroцементних елемената (облик, димензије, начин армирања),
- начин израде АБ носача, фeroцементних елемената и пробних узорака,
- процедура испитивања пробних узорака компоненти (бетона, арматуре, фeroцемента),
- методологија и варијанте ојачања АБ носача фeroцементним елементима,
- врста и распоред мерних инструмената коришћених за испитивање носача,
- процедура испитивања гредних носача.

Извршено је и испитивање неојачаног (контролног - еталон) узорка АБ греде, ради компаративне анализе са различитим варијантама АБ греда ојачаних фероцементним елементима.

### 4.3. Избор геометрије армирано бетонских носача

За потребе експерименталног истраживања усвојени су гредни носачи распона  $3m$ , попречног пресека облика правоугаоника са димензијама  $150/250mm$ . Предвиђена марка бетона је МБ40. Армирање носача изведено је подужном и попречном арматуром квалитета Б500Б, у свему према слици 4.1:

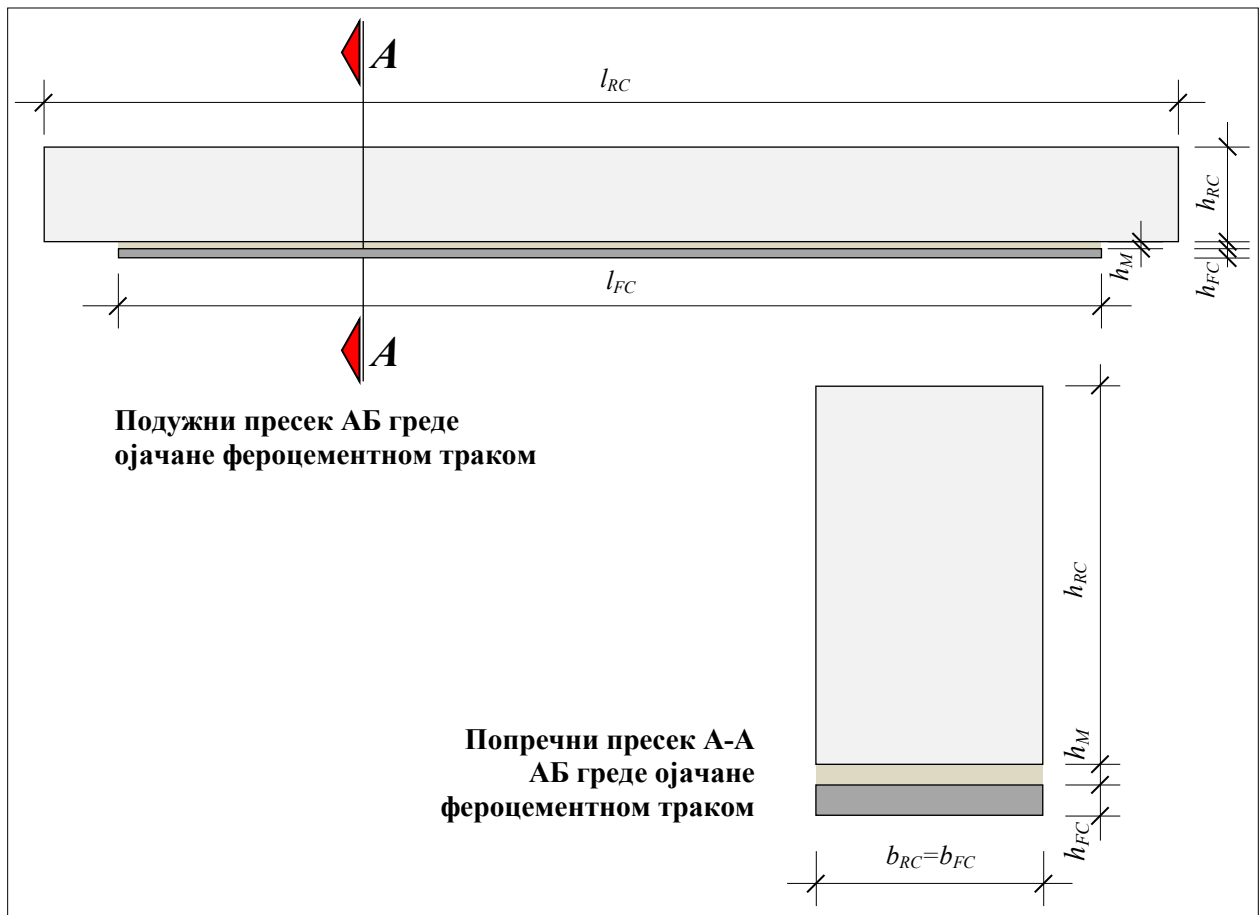


Слика 4.1 – Избор геометрије АБ носача (распон, облик попречног пресека, начин армирања)

## 4.4. Избор геометрије фероцементних елемената

За ојачање АБ гредних носача код узорака коришћених у експерименталним истраживањима, усвојени су фероцементни елементи (траке) дужине  $2,60m$ , попречног пресека облика правоугаоника ширине  $150mm$ . Ови елементи справљени су из цементног малтера и више слојева електрозаварене мреже од челичне поцинковане жице (рабиц мрежа).

Избор геометрије фероцементних елемената усвојен је у складу са идејом ојачања постојећих АБ гредних носача у зони светлог отвора, што је приказано на слици 4.2.



Слика 4.2 – Идеја ојачања АБ носача фероцементном траком

Марка малтера (чврстоћа при притиску при старости од 28 дана) износи  $40MPa$ . Употребљена микроарматура је електрозаварена мрежа (платно) од челичне поцинковане жице пречника  $\varnothing 0,6mm$  са окцима величине  $12,50/12,50mm$ .

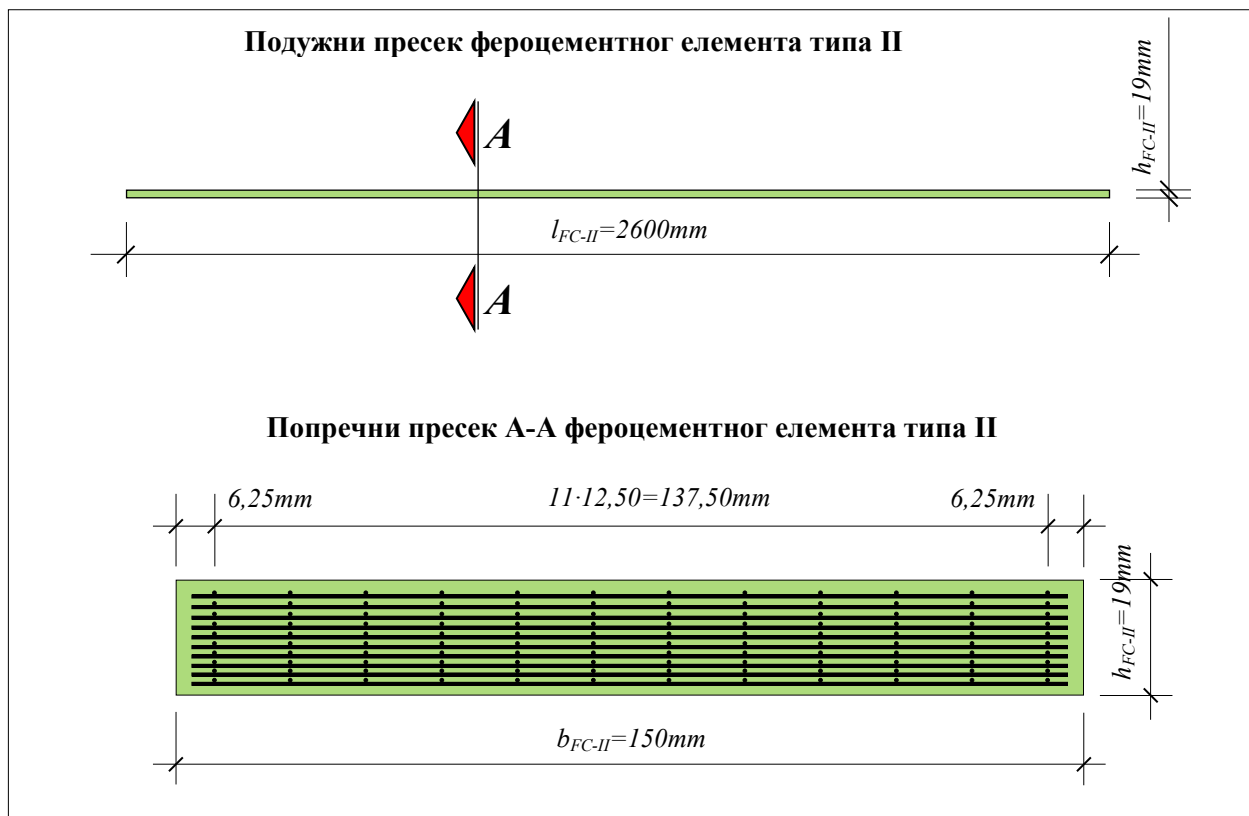
Усвојена су четири типа фероцементних трака, следећих карактеристика:

- тип I: дебљина  $d_I = 17mm$ , трака армирана са 8 слојева микро мреже (слика 4.3)
- тип II: дебљина  $d_{II} = 19mm$ , трака армирана са 10 слојева микро мреже (слика 4.4)
- тип III: дебљина  $d_{III} = 21mm$ , трака армирана са 12 слојева микро мреже (слика 4.5)
- тип IV: дебљина  $d_{IV} = 23mm$ , трака армирана са 14 слојева микро мреже (слика 4.6)





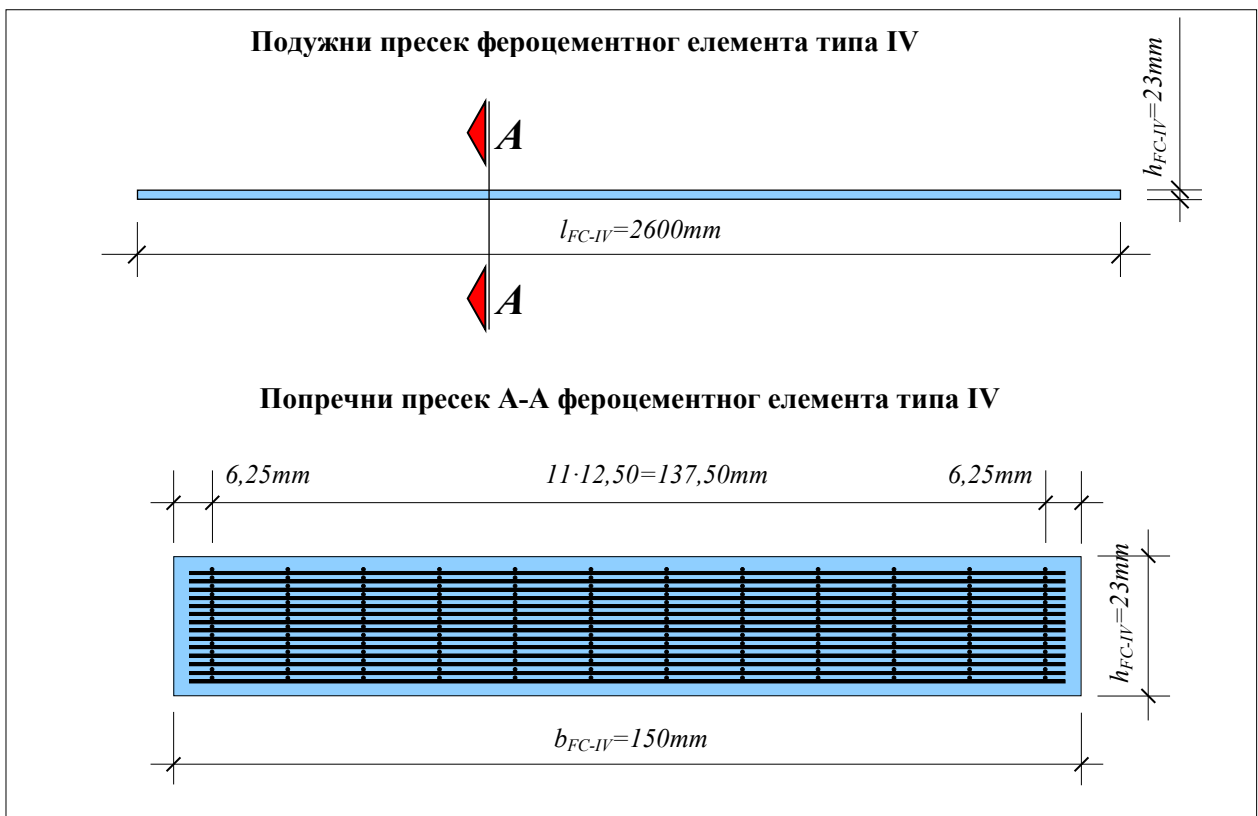
Слика 4.3 – Фероцементна трака тип I



Слика 4.4 – Фероцементна трака тип II



Слика 4.5 – Фероцементна трака тип III



Слика 4.6 – Фероцементна трака тип IV

## 4.5. Начин израде армирано бетонских носача, фeroцементних елемената и пробних узорака

### 4.5.1. Начин израде армирано бетонских носача

Израда армирано бетонских гредних носача спроведена је у складу са нашом важећом техничком регулативом. Израђено је укупно 15 гредних носача, идентичних по геометрији, уграђеној арматури и бетону. За саму израду носача употребљена је глатка челична оплата ("Путинжењеринг" Ниш), приказана на *слици 4.7* и *4.8*. Обзиром на велику дужину оплате, преграђивањем је омогућена израда по 5 носача у сваком од 3 реда.



Слика 4.7 - Припрема оплате за израду АБ носача



Слика 4.8 - Припрема оплате за израду АБ носача

Арматура за АБ гредне носаче изведена је у свему према плану арматуре приказаном на слици 4.1. Тип припремљене подужне и попречне арматуре је Б500Б (слика 4.9). Арматурни профили припадају групацији ребрасте арматуре.



Слика 4.9 – Припрема арматуре за израду АБ носача

Након припреме арматуре гредних носача, извршено је постављање мерних трака на подужне арматурне профиле у половини распона носача (слика 4.10, 4.11 и 4.12).



Слика 4.10 – Припрема подужних арматурних профила за постављање мерних трака



Слика 4.11 – Лепљење мерних трака на арматурне профиле



Слика 4.12 – Заштита мерних трака од физичких оштећења током бетонирања

Изглед припремљене арматуре (ван оплате и у оплати) пред уградњу бетона (слика 4.13 и 4.14):



Слика 4.13 – Припремљена арматура са дистанцерима



Слика 4.14 – Постављање арматуре у оплату пред уградњу бетона

Бетонирање гредних носача изведено је самоуградним бетоном марке  $MБ40/3-SCC$ . Сви гредни носачи бетонирани су из једне мешавине приближне запремине  $2m^3$ . Бетон је справљен у фабрици бетона ("Путинжењеринг" Ниш) као трофракцијски, са максималном величином зрна агрегата од  $16mm$  (слика 4.15 и 4.16).



Слика 4.15 – Припрема бетона у мешалици



Слика 4.16 – Припрема бетона за транспорт до оплате



Слика 4.17 – Процес уградње бетона



Слика 4.18 – Процес уградње бетона



Слика 4.19 – Коначни изглед греда у оплати



Слика 4.20 – Коначни изглед греда у оплати



Слика 4.21 – Коначни изглед греда ван оплате



Слика 4.22 – Коначни изглед греда ван оплате

### 4.5.2. Начин израде фероцементних елемената

Израда фероцементних елемената (фероцементних трака) спроведена је у складу са страном техничком регулативом и домаћим техничким препорукама за фероцемент. Израђено је укупно 12 фероцементних елемената, сврстаних у четири типа по три идентична узорка (у свему према 4.4. *Избор геометрије фероцементних елемената*).

Микроарматура, односно електрозаварена мрежа од челичне поцинковане жице (рабиц мрежа) исечена је у виду трака које су међусобно повезане у вишеслојну форму, а у складу са усвојеним бројем слојева за сваки од четири предвиђена типа фероцементних елемената (слика 4.23).

Фероцементни елементи израђени су у дрвеној оплати (слика 4.24).



Слика 4.23 – Припрема микроарматуре



Слика 4.24 – Изглед дрвене оплате

Припрема и уградња цементне матрице и микроарматуре фероцементних елемената изведена је у лабораторији за грађевинске материјале Грађевинско архитектонског факултета Универзитета у Нишу. Справљање цементне матрице и њена уградња вршени су у две фазе, чиме је изведено два пута по шест фероцементних елемената.

У обе фазе справљана је цементна матрица по истој рецептури, усвојеној у складу са техничком регулативом везаном за фероцемент, као и условима везаним за потребе експерименталних истраживања (слика 4.25, 4.26, 4.27 и 4.28).





Слика 4.25 – Агрегат матрице (песак)



Слика 4.26 – Припрема мешавине



Слика 4.27 – Додатак суперпластификатора

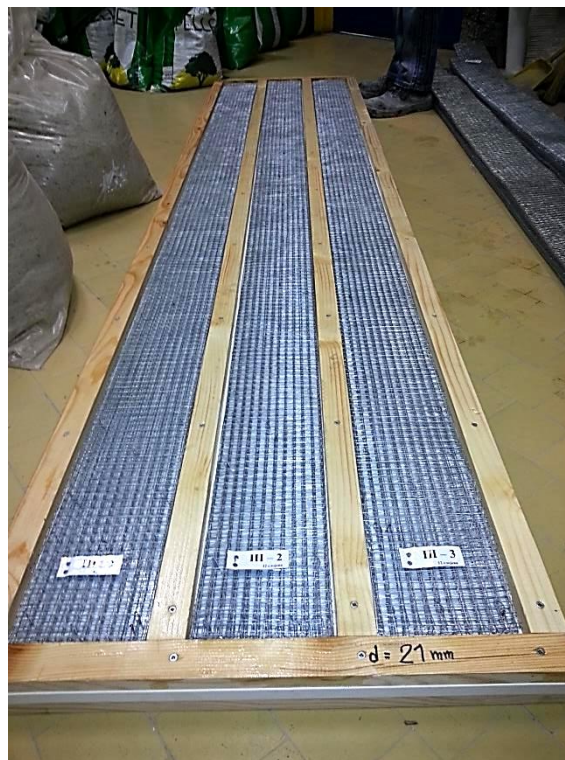


Слика 4.28 – Справљена цементна матрица

Припрема оплате и постављање микроарматуре приказани су на сликама 4.29 и 4.30.



Слика 4.29 – Припрема оплате



Слика 4.30 – Микроарматура у оплати

Уградња цементне матрице у оплату са постављеном микроарматуром вршена је "утискивањем" уз вибрирање оплате (слика 4.31 и 4.32).



Слика 4.31 – Наношење малтера у оплату



Слика 4.32 – Уградња матрице "утискивањем" уз вибрирање оплате

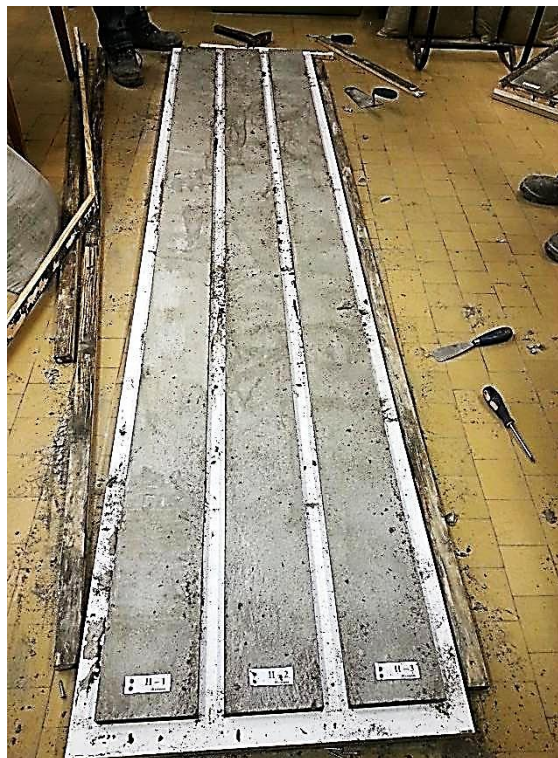
Након уградње цементне матрице (слика 4.33), горња површина фероцементних елемената заштићена је хемијским средством за негу свеже израђеног бетона ("Заштита Б-3" произвођача "АДИНГ") ради спречавања брзог испаривања воде из матрице (слика 4.34). Због релативно мале дебљине матрице у односу на горњу површину фероцементних елемената било је потребно спречити нежељене ефекте у процесу сазревања матрице.



Слика 4.33 – Коначни изглед фероцементних елемената у оплати



Слика 4.34 – Заштита горње површине фероцемента у оплати од испаривања



Слика 4.35 – Демонтажа дрвене оплате

Након демонтаже оплате (слика 4.35) уследио је даљи третман (нега) фероцементних елемената умотавањем у најлон и редовним влажењем цементне матрице у периоду од 28 дана (слика 4.36, 4.37 и 4.38).



Слика 4.36 – Фероцементни елементи ван оплате



Слика 4.37 – Нега фероцементних елемената влажењем



Слика 4.38 – Умотавање фероцементних елемената у најлон

### 4.5.3. Начин израде пробних узорака

Пробни узорци за потребе експерименталних истраживања носивости ојачаних гредних носача (испитивање греда) припремљени су за све материјале заступљене у овом процесу. Испитивања механичких карактеристика бетона, конвенционалне арматуре, цементне матрице и микроарматуре вршена су у свему према важећој техничкој регулативи.

#### 4.5.3.1. Пробни узорци за бетон

Пробни узорци (епрувете) узети су истовремено са уградњом бетона, из исте мешавине. Припремљени су узорци облика коцке димензија  $150/150/150\text{mm}$  (12 комада), призме димензија  $120/120/360\text{mm}$  (3 комада) и цилиндра димензија  $\text{Ø}150/300\text{mm}$  (3 комада), што је приказано на сликама 4.39, 4.40 и 4.41:

Слика 4.39– Пробне епрувете облика коцке



Слика 4.40– Пробне епрувете облика коцке и призме

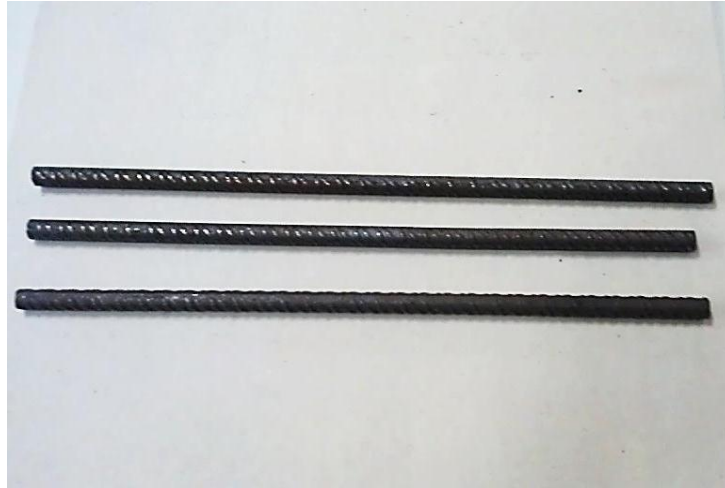


Слика 4.41 – Пробне епрувете облика цилиндра



#### 4.5.3.2. Пробни узорци за конвенционалну арматуру

Пробни узорци узети су истовремено са израдом арматуре за гредне носаче. Обзиром на потребе експерименталних истраживања гредних носача, издвојена су 3 узорка главне подужне арматуре пречника  $\varnothing 12$  (слика 4.42):



Слика 4.42 – Пробни узорци конвенционалне арматуре

#### 4.5.3.3. Пробни узорци за цементну матрицу

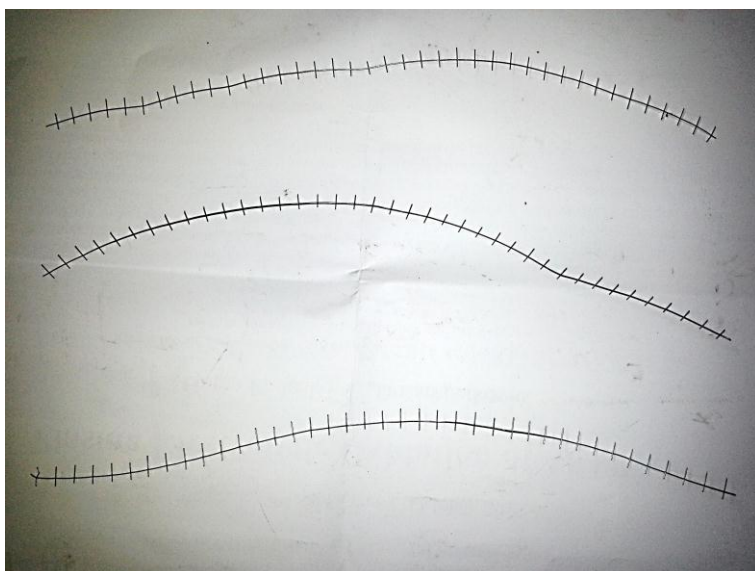
Пробни узорци (епрувете) узети су истовремено са уградњом цементне матрице, из исте мешавине (слика 4.43 и 4.44). Припремљени су узорци облика призме димензија 40/40/160mm (по 6 комада из обе мешавине, укупно 12 епрувета).



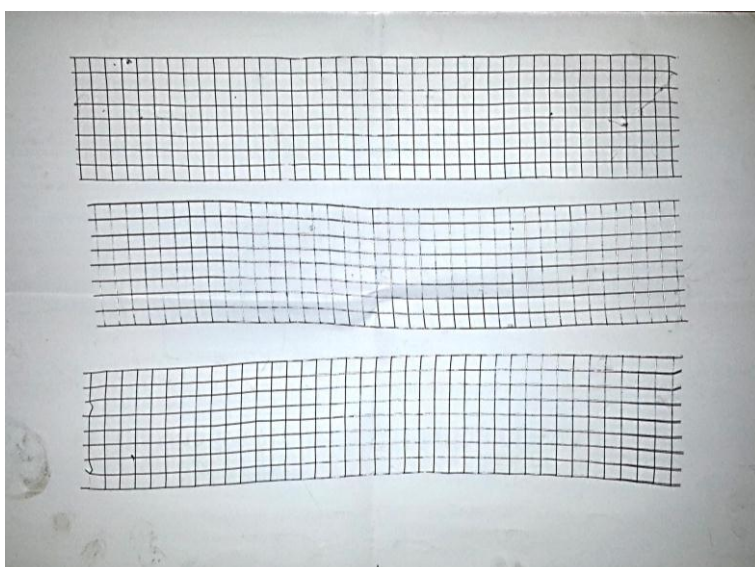
Слика 4.43 – Пробне епрувете облика призме – Слика 4.44

#### 4.5.3.4. Пробни узорци за микроарматуру

Пробни узорци узети су истовремено са израдом микроарматуре за фeroцементне елементе. С обзиром на техничку регулативу и потребе експерименталних истраживања, издвојена су 3 узорка појединачне челичне поцинковане жице пречника  $\varnothing 0,6\text{mm}$  (слика 4.45), као и 3 узорка рабиц мреже од 9 подужних жица, спојених попречним жицама у мрежу са окцима величине  $12,50/12,50\text{mm}$ , пречника  $\varnothing 0,6\text{mm}$  (слика 4.46).



Слика 4.45 – Пробни узорци појединачних жица



Слика 4.46 – Пробни узорци рабиц мреже

## 4.6. Процедура испитивања пробних узорака

### 4.6.1. Механичке карактеристике бетона

Бетон за израду експерименталних модела справљен је машински. Коришћен је трофракцијски агрегат укупне масе  $1750,0\text{kg}$ , гранулометријског састава:

- агрегат	0 - 4mm	.....	50%
- агрегат	4 - 8mm	.....	20%
- агрегат	8 - 16mm	.....	30%

Употребљен је цемент *Holcim CEM I 52,5R*, укупне масе  $420,0\text{kg}$  и цементол хиперпласт *463* (ТКК Српеница) укупне масе  $2,40\text{kg}$ . Вода за мешавину узета је из градског водовода. У коначном, справљен је трофракцијски самоупрадиви бетон пројектоване марке *40 (MB40/3 SCC)*.

Испитивање механичких карактеристика бетона извршено је на претходно поменутих пробним узорцима (4.5.3.1. – Пробни узорци за бетон, слика 4.47), при чему су испитиване:

- чврстоћа при притиску (*SRPS ISO 4012:2000*) - коцке старости 2, 7, 28 и 90 дана
- чврстоћа на затезање савијањем (*SRPS ISO 4013:2000*) – призме старости 28 дана
- Pull-off тест (*SRPS EN 1542:2010*) – коцке старости 28 дана
- модул еластичности бетона (*SRPS ISO 6784:2000*) – цилиндри старости 28 дана



Слика 4.47 – Нега пробних узорака (епрувета) у води пре испитивања



#### 4.6.1.1. Испитивање чврстоће бетона при притиску

Испитивање чврстоће при притиску извршено је у преси (слика 4.48 и 4.49), а добијени резултати представљени су табеларно (табела 4.1) и дијаграмом на слици 4.50.



Слика 4.48 – Лом под притиском коцке у преси

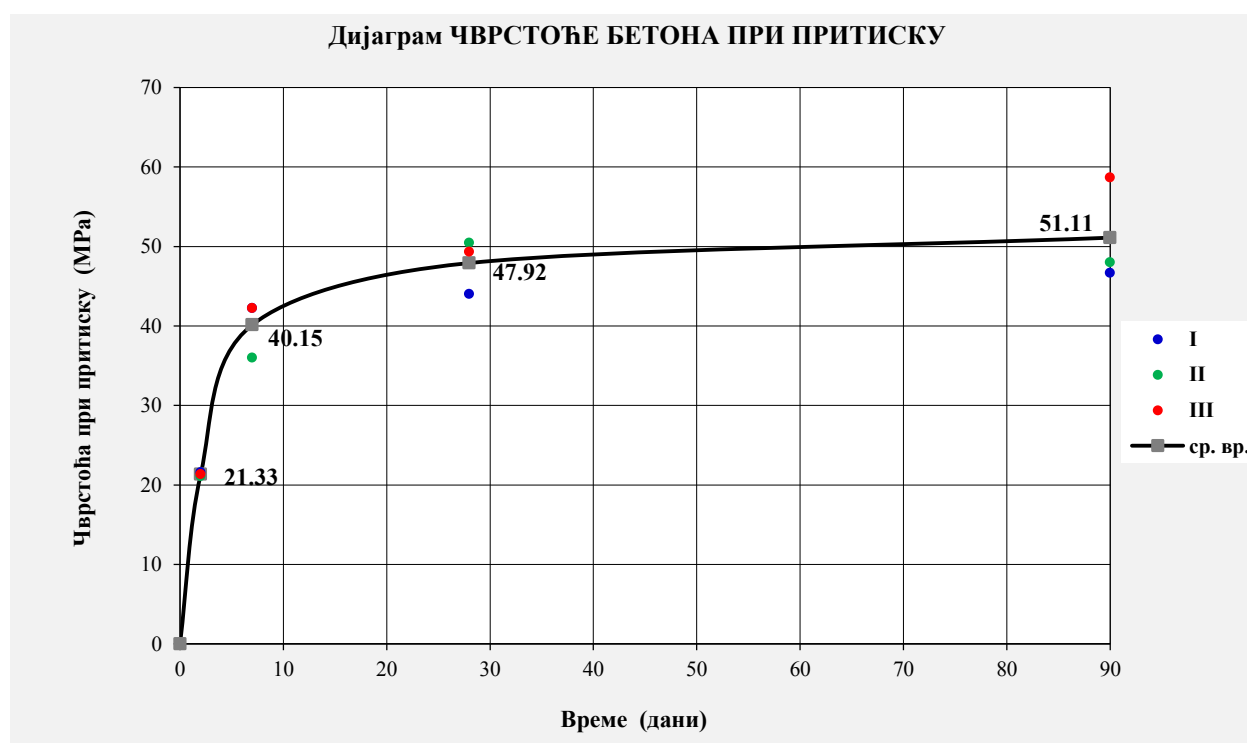


Слика 4.49 – Очитавање мерених вредности

Табела 4.1 – Вредности чврстоће бетона при притиску, мерене на коцкама ивице 150mm

Старост бетона [дана]	Број узорка	Маса узорка [kg]	Запреминска маса [kg/m <sup>3</sup> ]	Сила притиска [kN]	Чврстоћа при притиску [MPa]
2	1	7,85	7,82*	2326	21,56
	2	7,71		2284	21,11
	3	7,90		2341	21,33
7	4	7,82	7,86*	2317	42,22
	5	7,85		2326	36,00
	6	7,92		2347	42,22
28	7	7,88	7,89*	2335	44,00
	8	7,86		2329	50,44
	9	7,94		2353	49,33
90	10	7,80	7,87*	2311	46,67
	11	7,88		2335	48,00
	12	7,92		2347	58,67

\* - средња вредност



Слика 4.50 – Дијаграм чврстоће бетона при притиску у функцији времена

#### 4.6.1.2. Испитивање чврстоће бетона на затезање савијањем

Чврстоћа бетона на затезање савијањем испитана је на епруветама облика призме, (слика 4.51 и 4.52), а добијени резултати представљени су табеларно (табела 4.2)



Слика 4.51 – Епрувета облика призме пре наношења оптерећења



Слика 4.52 – Лом епрувете облика призме након наношења оптерећења

Табела 4.2 – Вредности чврстоће бетона на затезање савијањем, мерене на призмама димензија 120/120/360mm

Старост бетона [дана]	Број узорка	Сила при лому узорка [N]	Чврстоћа на затезање савијањем [MPa]
28	1	12115,35	4,36
	2	12556,80	4,52
	3	14518,80	5,23
		13063,65*	4,70*

\* - средња вредност

### 4.6.1.3. Одређивање статичког модула еластичности бетона

За потребе анализе напона и деформација експерименталних модела приступило се одређивању статичког модула еластичности бетона при притиску ( $E_c$ ). Ради утврђивања односа напона и дилатација у бетону извршено је оптерећивање три пробна узорка облика цилиндра једноаксијалном силом притиска до лома (у складу са стандардом *SRPS ISO 6784:2000*). У тренутку испитивања узорци су били старости 28 дана. Испитивање је извршено према диспозицији приказаној на *слици 4.53*.



Свака од три цилиндричне епрувете (димензија  $\text{Ø}150/300\text{mm}$ ) поседовала је три претварача померања (дилатомера) *Hottinger W20*, распоређена у мерним линијама под улом од  $120^\circ$ , ради мерења дилатација под аксијалним притиском. База мерења износила је  $100\text{mm}$  и налазила се у срењој трећини епрувете. Мерни сензори постављени су учвршћивањем преко алуминијумских прстенова.

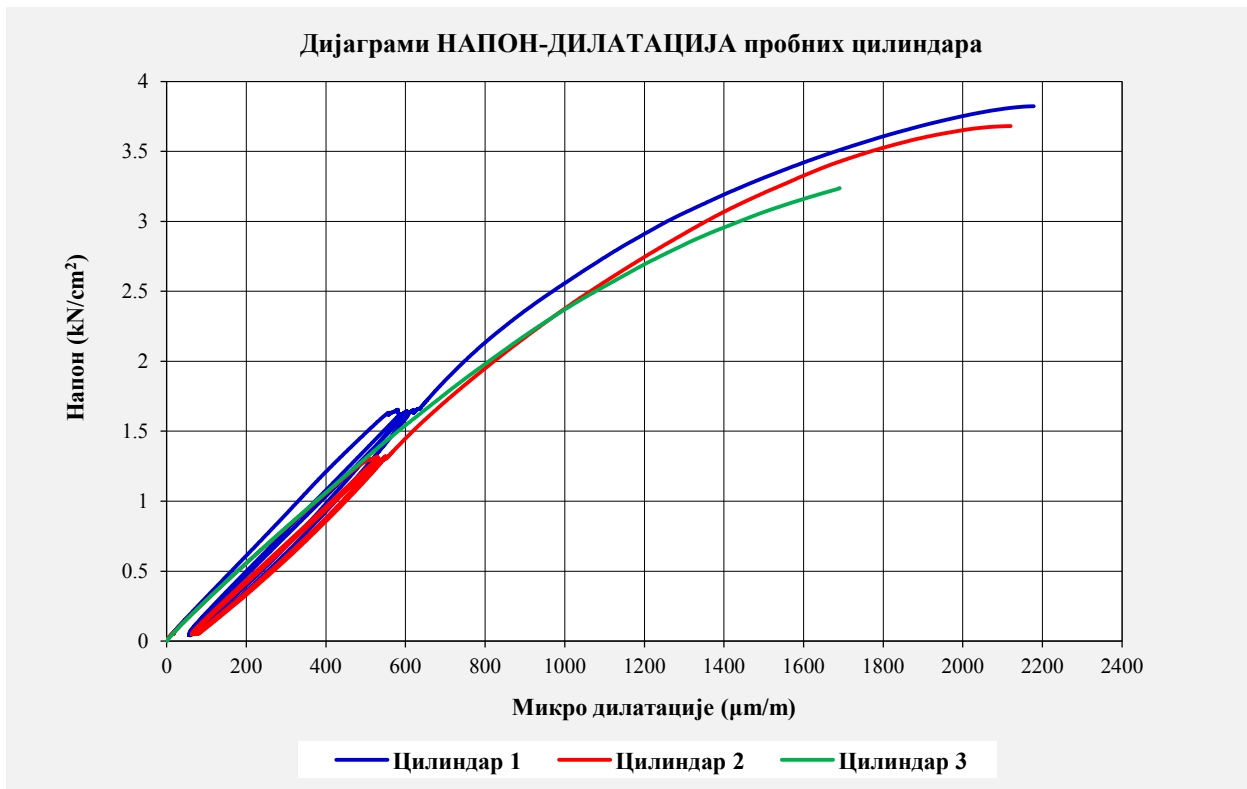
Уношење аксијалне силе притиска спроведено је пресом, уз контролу уноса силе у оба смера. У складу са процедуром, најпре су изведена три циклуса предоптерећења (у еластичној области), док је последњи, четврти циклус трајао до лома епрувета (*слика 4.54*).

*Слика 4.53 – Диспозиција узорка за испитивање односа  $\sigma$ - $\epsilon$*



*Слика 4.54 – Изглед епрувета након лома под аксијалном силом притиска*

Карактеристични дијаграми напон-дилатација ( $\sigma$ - $\epsilon$ ), добијени након мерења, представљени су на слици 4.55.



Слика 4.55 – Дијаграми напон-дилатација ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) за једноосијални притисак мерен на цилиндричним пробним узорцима

Вредност статичког модула еластичности при притиску срачунава се према изразу:

$$E_c = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon}$$

Вредност секантног модула еластичности, дефинисана према измереним вредностима дилатација за одговарајуће напонско стање, износи:

$$\text{- Цилиндар 1: } E_c^1 = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon} = \frac{1,0 - 0,0}{(328,333 - 0,0) \cdot 10^{-6}} = 3045,69 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 30,46 \text{ GPa}$$

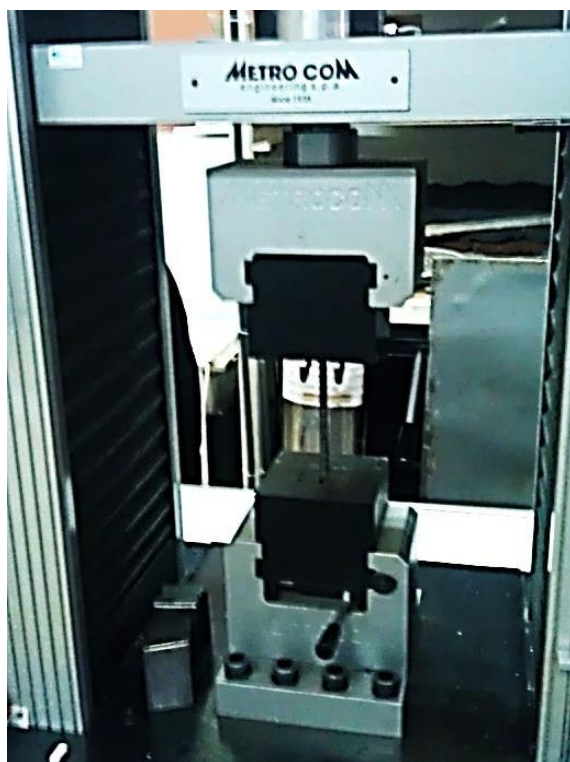
$$\text{- Цилиндар 2: } E_c^2 = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon} = \frac{1,0 - 0,0}{(373,750 - 0,0) \cdot 10^{-6}} = 2675,58 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 26,76 \text{ GPa}$$

$$\text{- Цилиндар 3: } E_c^3 = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon} = \frac{1,0 - 0,0}{(371,250 - 0,0) \cdot 10^{-6}} = 2693,60 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 26,94 \text{ GPa}$$

$$\text{- Средња вредност: } E_c = \frac{E_c^1 + E_c^2 + E_c^3}{3} = \frac{30,46 + 26,76 + 26,94}{3} = 28,05 \text{ GPa}$$

#### 4.6.2. Механичке карактеристике конвенционалне арматуре

Испитивање конвенционалне арматуре затезањем извршено је ради утврђивања границе течења и затезне чврстоће профила уграђених у експерименталне моделе. Пробне епрувете челичне ребрасте арматуре типа *B500B*, називног пречника  $\varnothing 12\text{mm}$ , испитиване су у лабораторијским условима при температури  $22^\circ\text{C}$ . Епрувете су, без посебне обраде, испитиване на кидалици мерног опсега до  $100\text{kN}$ , са брзином размицања чељусти од  $15\text{mm/min}$  (слика 4.56 и 4.57).



Слика 4.56 – Испитивање челичне арматуре на кидалици



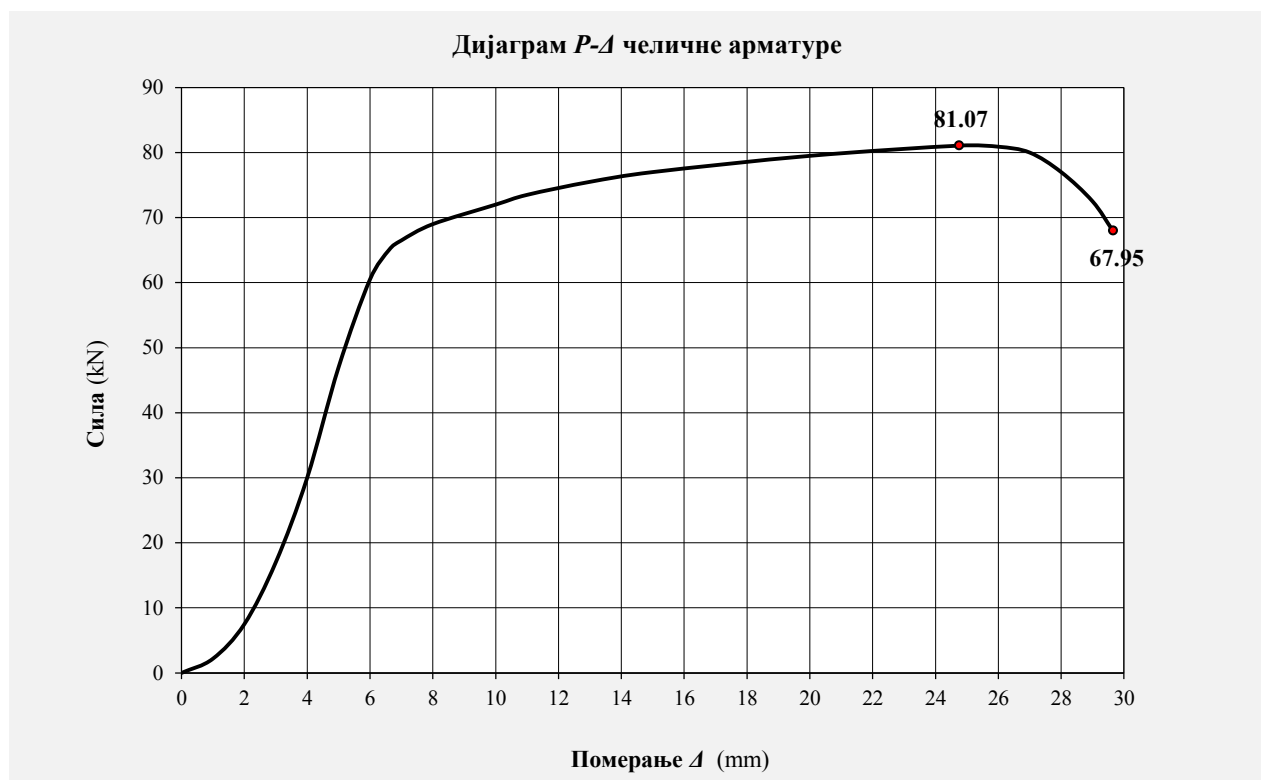
Слика 4.57 – Изглед епрувета након премашене затезне чврстоће (након кидања)

Добијени резултати представљени су табеларно (табела 4.3), а приказан је и *P-Δ* дијаграм на слици 4.58.

Табела 4.3 – Резултати испитивања челичне ребрасте арматуре Б500Б, пречника Ø12mm

Називни пречник [Ø]	Број узорка	Напон течења $f_{sy}$ [MPa]	Затезна чврстоћа $f_{su}$ [MPa]	$f_{su} / f_{sy}$
12	1	580,30	731,95	1,261
	2	580,30	731,95	1,261
	3	580,30	728,90	1,256

\* - средња вредност



Слика 4.58 – Дијаграм *P-Δ* челичне ребрасте арматуре типа Б500Б

### 4.6.3. Механичке карактеристике цементног малтера

Цементни малтер за израду експерименталних модела справљен је машински. Коришћен је ситан агрегат – речни (Јужна Морава), сепарисан у фракцији  $0 - 2\text{mm}$ .

Употребљен је цемент *Holcim CEM I 52,5R* и суперпластификатор *Sika Viscocrete 1020x - extreme*. Вода за мешавину узета је из градског водовода.

Цементни малтер справљен је по следећој рецептури:

$$m_c : m_p = 1 : 3$$

$$\omega_c = \frac{m_v}{m_c} = 0,6$$

$$m_{adit} = 1,2\% \cdot m_c$$

Испитивање механичких карактеристика цементног малтера извршено је на претходно поменутиим пробним узорцима (4.5.3.3. – Пробни узорци за цементни малтер, слика 4.04), при чему су испитиване:

- чврстоћа при притиску (*SRPS EN 196-1:2008*) – половине призми старости 3, 7, 28 и 210 дана
- чврстоћа на затезање савијањем (*SRPS EN 196-1:2008*) – призме старости 3, 7, 28 и 210 дана



Слика 4.59 – Пробни узорци (епрувете) цементног малтера пре испитивања



#### 4.6.3.1. Испитивање чврстоће цементног малтера при притиску

Испитивање чврстоће при притиску извршено је у преси (слика 4.60 и 4.61), а добијени резултати представљени су табеларно (табела 4.4) и дијаграмом на слици 4.62.



Слика 4.60 – Испитивање узорка у преси на чврстоћу при притиску



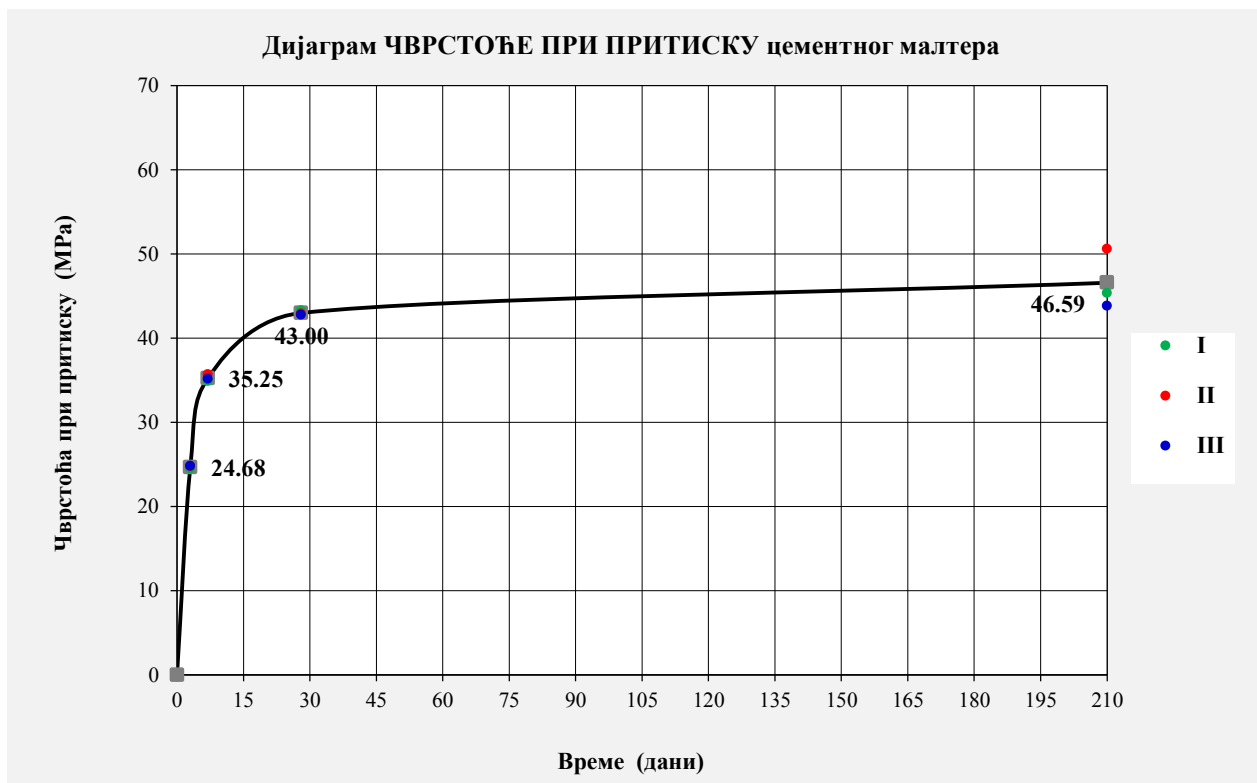
Слика 4.61 – Лом узорка под притиском

Табела 4.4 – Вредности чврстоће цементног малтера при притиску, мерене на половинама призми димензија 40/40/160mm

Старост малтера [дана]	Број узорка	Чврстоћа при притиску [MPa]		
3	1.1	24,78	24,46	24,68*
	1.2	24,14		
	2.1	25,44	24,78	
	2.2	24,12		
	3.1	24,41	24,80	
	3.2	25,19		
7	4.1	35,07	34,89	35,25*
	4.2	34,71		
	5.1	35,35	35,71	
	5.2	36,07		
	6.1	35,24	35,15	
	6.2	35,06		

Старост малтера [дана]	Број узорка	Чврстоћа при притиску [MPa]		
28	7.1	43,09	43,31	43,00*
	7.2	43,53		
	8.1	43,12	42,92	
	8.2	42,72		
	9.1	42,54	42,77	
	9.2	43,00		
210	10.1	45,98	45,37	46,59*
	10.2	44,76		
	11.1	52,12	50,59	
	11.2	49,05		
	12.1	44,71	43,82	
	12.2	42,92		

\* - средња вредност



Слика 4.62 – Дијаграм чврстоће цементног малтера при притиску у функцији времена

### 4.6.3.2. Испитивање чврстоће цементног малтера на затезање савијањем

Чврстоћа цементног малтера на затезање савијањем испитана је на епруветама облика призме, (слика 4.63 и 4.64), а добијени резултати представљени су табеларно (табела 4.5) и дијаграмом на слици 4.65.



Слика 4.63 – Епрувета облика призме пре наношења оптерећења

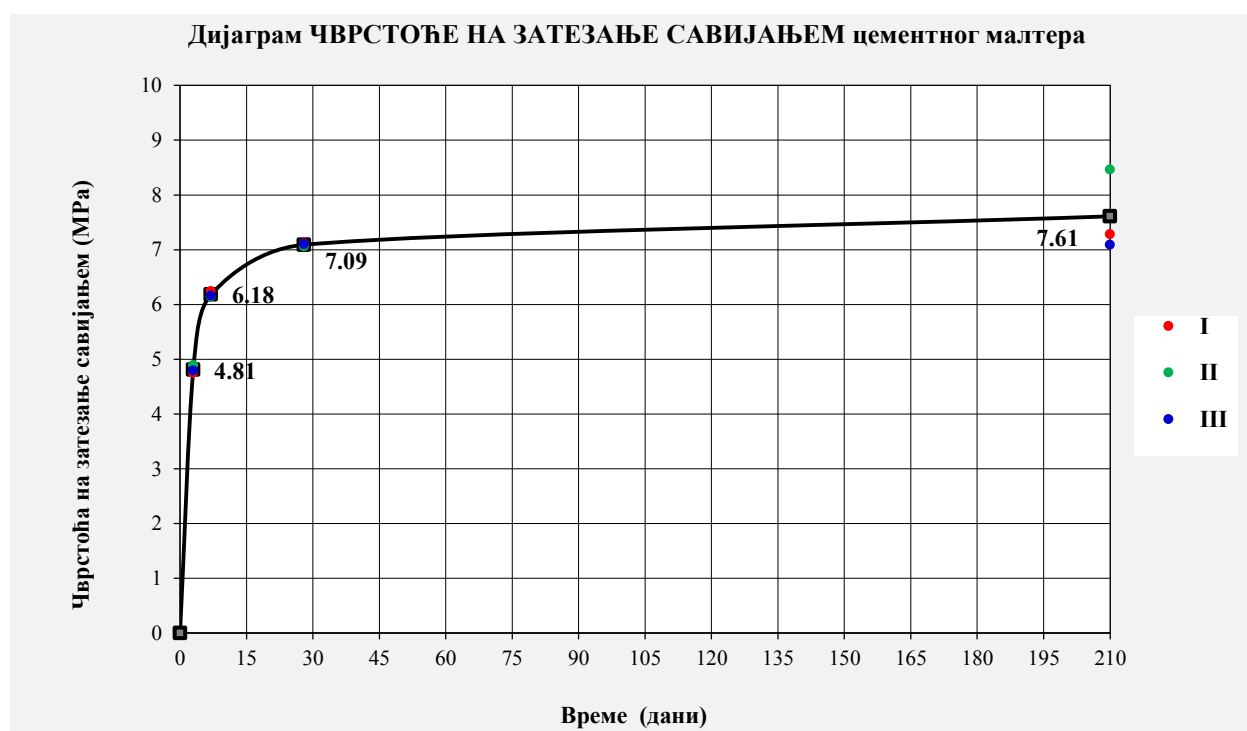


Слика 4.64 – Лом епрувете облика призме након наношења оптерећења

Табела 4.5 – Вредности чврстоће цементног малтера на затезање савијањем, мерене на призмама димензија 40/40/160mm

Старост бетона [дана]	Број узорка	Чврстоћа на затезање савијањем [MPa]	
3	1	4,75	4,81*
	2	4,89	
	3	4,79	
7	4	6,24	6,18*
	5	6,14	
	6	6,16	
28	7	7,11	7,09*
	8	7,06	
	9	7,10	
210	10	7,28	7,61*
	11	8,46	
	12	7,09	

\* - средња вредност



Слика 4.65 – Дијаграм чврстоће цементног малтера на затезање савијањем у функцији времена

#### 4.6.4. Механичке карактеристике микроарматуре

Испитивање затезањем електрозаварене мреже од челичне поцинковане жице (рабиц мрежа) извршено је ради утврђивања границе течења и затезне чврстоће самих жица уграђених у фероцементно ојачање експерименталних модела.

Пробни узорци појединачних жица и рабиц мреже (4.5.3.4. - Пробни узорци за микроарматуру), називног пречника  $\varnothing 0,6\text{mm}$ , испитивани су у лабораторијским условима при температури  $19^{\circ}\text{C}$ . Узорци су, без посебне обраде, испитивани на кидалици.

Проблем оштећивања и кидања жица на месту везе са кидалицом отклоњен је употребом цилиндричних елемената око којих су појединачне жице и рабиц мрежа омотавани. До отказа носивости (кидања жица) долазило је ван самог укљештења у чељуст кидалице. Испитивање затезањем појединачних жица приказано је на слици 4.66, а узорака рабиц мреже на слици 4.67.



Слика 4.66 – Испитивање узорака појединачних жица на кидалици



Слика 4.67 – Испитивање узорака рабиц мреже на кидалици

Добијени резултати представљени су табеларно (табеле 4.6 и 4.7), а приказан је и *P-Δ* дијаграм појединачних жица на слици 4.68.

Табела 4.6 – Резултати испитивања узорака електрозаварене мреже од челичне поцинковане жице (рабиц мрежа), пречника просечно  $\varnothing 0,65\text{mm}$ 

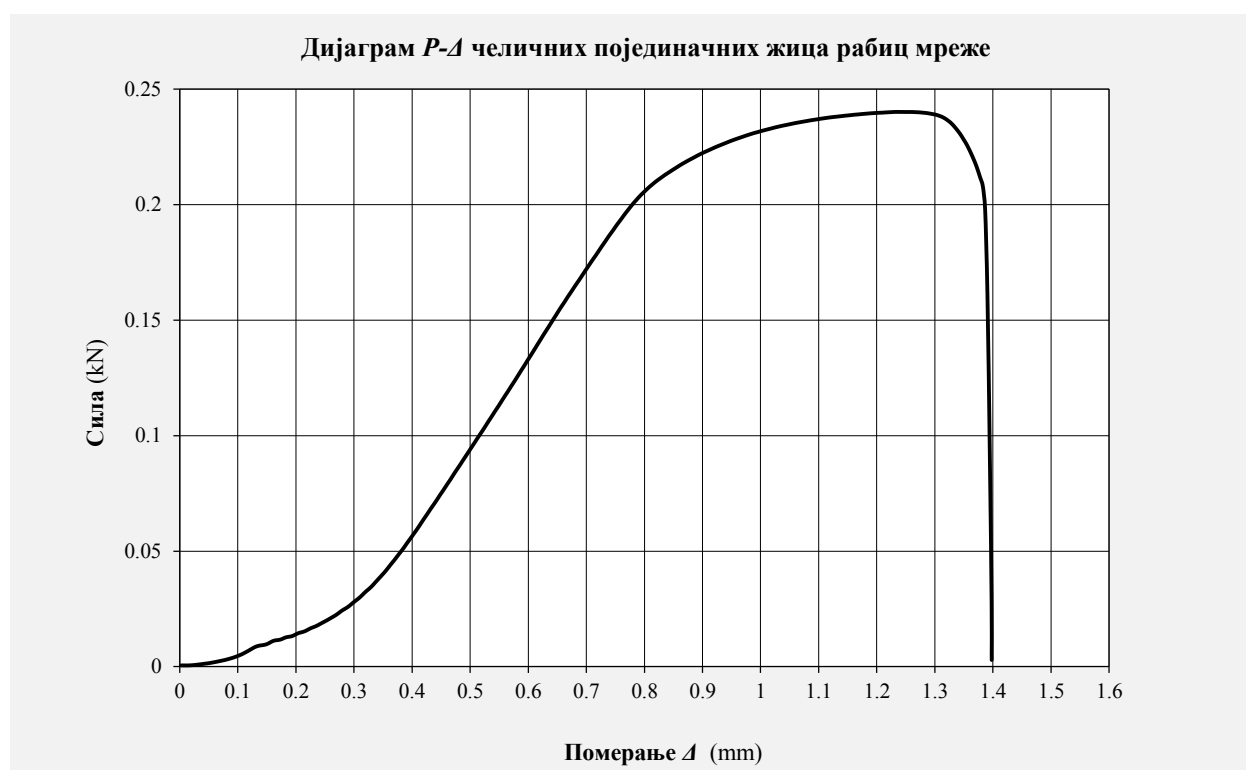
Називни пречник [ $\varnothing$ ]	Број узорка	Затезна чврстоћа $f_{su}$ [MPa]	
9×0,65	1	401,81	392,88*
	2	385,07	
	3	391,77	

\* - средња вредност

 Табела 4.7 – Резултати испитивања појединачних жица електрозаварене мреже од челичне поцинковане жице (рабиц мрежа), пречника просечно  $\varnothing 0,65\text{mm}$ 

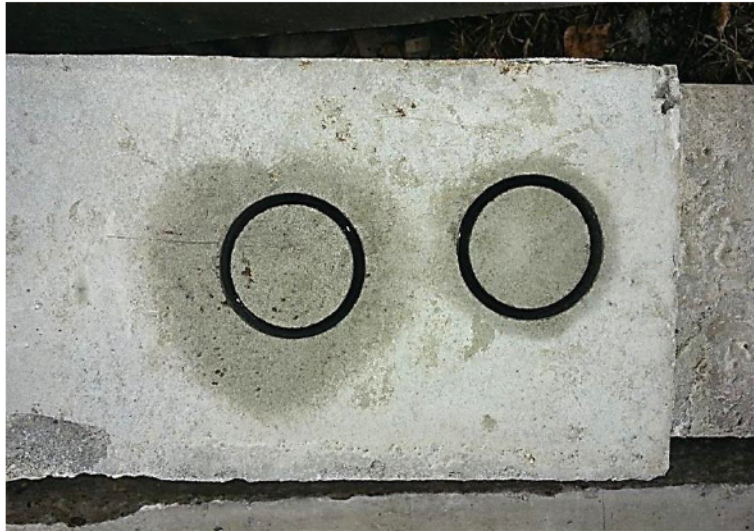
Називни пречник [ $\varnothing$ ]	Број узорка	Напон течења $f_{sy}$ [MPa]	Затезна чврстоћа $f_{su}$ [MPa]		$f_{su} / f_{sy}$
0,65	1	617,79	723,26	670,43*	1,171
	2	511,51	584,65		1,143
	3	557,50	703,37		1,262

\* - средња вредност


 Слика 4.68 – Дијаграм P- $\Delta$  појединачних жица електрозаварене мреже од челичне поцинковане жице (рабиц мрежа), пречника просечно  $\varnothing 0,65\text{mm}$

#### 4.6.5. "Pull-off" тест

У циљу утврђивања остварене везе између армираног бетона греде и фeroцементног ојачања, спроведено је испитивање ојачаних носача "Pull-off" тестом. Припрема узорка за ову врсту тестирања приказана је на слици 4.69. Дубина усецања у ојачане носаче износила је приближно 5cm, чиме су обухваћени слој бетона и комплетна дебелина фeroцементна и епокси-малтера којим је извршено лепљење (спајање) гредних носача и ојачања.



Слика 4.69 – Припрема узорка за "Pull-off" тест усецањем кроз фeroцементно ојачање

Циљ теста био је податак у ком пресеку, услед силе чупања узорка, настаје његово одвајање од носача. За потребе аплицирања силе чупања, на узорке су залепљени челични елементи (слика 4.70).



Слика 4.70 – Челични елементи залепљени на узорке ради аплицирања силе чупања

Након чупања узорака утврђено је да њихово одвајање од самих носача настаје по бетону (слике 4.71 и 4.72), те да је изабрани начин лепљења (спајања) АБ греда и фероцементног ојачања, адекватан потребама истраживања носача ојачаних на савијање.



Слика 4.71 – Изглед ојачаног носача на месту чупања узорка



Слика 4.72 – Изглед узорка након чупања, уочљиво одвајање по бетону

Резултат "Pull-of" теста показује да веза остварена између композитних материјала гарантује заједнички рад армираног бетона и фероцемента, односно, спојно средство сигурно неће бити слаба тачка у процесу оптерећивања експерименталних модела до фазе лома.



## 4.7. Методологија и варијанте ојачања АБ носача фероцементним елементима

### 4.7.1. Методологија ојачања АБ носача

Изабрана је метода ојачања АБ носача којом се аплицирају унапред припремљени фероцементни елементи у доњој (затегнутој) зони АБ носача **лепљењем**.

Сам избор методе гарантује једноставан и брз поступак "уградње" ојачања. "Лепак" се наноси на бетон и фероцемент, а затим се наведени елементи спајају. Ово је веома повољан приступ ојачању носача у пракси, нарочито уколико су АБ носачи тешко приступачни.

За потребе истраживања, спајање армираног бетона и фероцемента вршено је адхезивним епокси-малтером "SX 481 E" реномираног немачког произвођача "MC-Bauchemie" (слика 4.73).



Слика 4.73 – Адхезивни епокси-малтер "SX 481 E" произвођача "MC-Bauchemie"

Двокомпонентни адхезивни епокси-малтер "SX 481 E" изабран је на основу декларативних техничких карактеристика, са основним задатком да оствари одговарајући степен везе армираног бетона и фероцемента, те омогући њихов заједнички рад у процесу пријема оптерећења. С обзиром да су експериментални модели греда оптерећивани до фазе лома, било је пожељно да до отказивања носивости не дође услед попуштања везе између носача и ојачања.

Карактеристике адхезивног епокси-малтера "SX 481 E" немачког произвођача "MC-Bauchemie" дате су у прилогу 4.1 и 4.2.



## SX 481 E

### Epoxy-based adhesive mortar

#### Product Properties

- Two component adhesive with high mechanical properties
- High adhesion
- Water resistant
- Frost-thaw resistant
- Steady
- Resistant to temperature changes (50 cycles, - 25 °C till + 55 °C)
- Solvent free
- Certified according to EN 1504-2

#### Areas of Application

- Gluing of concrete units, natural stones, steel, synthetic materials (possibly Primer needed!), wood and ceramic units
- Repair of broken or damaged concrete units and levelling out of uneven surfaces
- Fulfilling of blisterings
- Joint repair and filling

#### Application Notes

##### Subsurface Preparation

The surface has to be clean, dry, hard, solid and free of all loose particles, dust, oil and releasing effective substances.

##### Subsurface Testing

Before gluing with SX 481 E, the substrate must be tested.

An adhesive tensile strength of 1,5 N/mm<sup>2</sup> is required.

Acceptable surface moisture has to be less than 4 %.

##### Mixing

Before application SX 481 E the two components have to be mixed accurately with slow rotating mixers (approx. 300 - 400 rpm). Both are delivered in pre-packed quantities. It is recommended to use anchor shaped agitator. The component B has to be added into component A and mixed until it is homogenous. After mixing the compound must be placed into another clean container and briefly mixed again.

##### Application

The processing of SX 481 E is carried out with a

trowel. The components, which have to be bonded must be provided each with material. On the first component the adhesive should be applied in thin layer. On the second component SX 481 E should be applied in thick layer with the desired amount. Spacers are required.

##### Clean-up

After every application of SX 481 E the implements have to be cleaned with a solvent-based cleaning agent.

##### General Information

Coverage, application times, resistance to foot traffic and time until resistance are determined by temperature, site properties and conditions. For the application of epoxy-based materials the temperature of the substrate is of importance. High temperatures shorten and low temperatures extend all indicated times and intervals. Chemical attacks and exposure to light might cause changes in the colour, which usually do not affect the properties and its usability. The product SX 481 E isn't destined to be used in static relevant connections.

①

MC-Bauchemie • Am Kruppwald 1-8 • 46238 Bottrop • Tel. +49 (0) 2041-101 50 • Fax: +49 (0) 2041-101 588  
info@mc-bauchemie.de • www.mc-bauchemie.de

Прилог 4.1 – Карактеристике адхезивног епокси-малтера "SX 481 E" ([www.mc-bauchemie.de](http://www.mc-bauchemie.de))



**Technical Data for SX 481 E**

Characteristic	Unit	Value	Comments
Mixing ratio (A : B)		100 : 9.1	-
Density	g/cm <sup>3</sup>	1.6	-
Layer thickness	mm	approx. 5 - 30	
Consumption	kg/m <sup>2</sup>	approx. 1.6	per mm layer thickness
Application time	minutes	45	at 20 °C
Accessible	hours	6	at 20 °C
Overworkable	hours	after 12 - 24	at 20 °C
Hardened	days	7	at 20 °C
Compressive strength	N/mm <sup>2</sup>	approx. 40 approx. 45	After 1 day After 7 days
Flexural strength	N/mm <sup>2</sup>	approx. 25 approx. 30	After 1 day After 7 days
Adhesive tensile strength (concrete)	N/mm <sup>2</sup>	approx. 3.3	After 7 days
Bond shear strength (concrete)	N/mm <sup>2</sup>	approx. 5.5	After 7 days
Dynamic modulus of elasticity	N/mm <sup>2</sup>	5.200	
Application temperature	°C	+8 - +35	

**Product Characteristics for SX 481 E**

Factory control according to	DIN EN ISO 9001
Colour	concrete-grey
Form	liquid, pasty, twin pack
Delivery	2.5 kg bucket; 1 pallet (54 buckets per 2.5 kg) 5 kg bucket; 1 pallet (54 buckets per 5 kg) 10 kg bucket; 1 pallet (36 buckets per 10 kg) The components are delivered in a concerted mixing ratio
Storage	Can be stored in dry conditions for at least one year in original unopened packs. Protect from frost!
Disposal	Packs must be emptied completely

**Safty advice**

Please take notice of the safty information and advice given on the packaging labels and safty data sheeds. GISCODE: RE1

**Note:** The information on this data sheet is based on our experiences and correct to the best of our knowledge. It is, however, not binding. It has to be adjusted to the individual structure, application purpose and especially to local conditions. Our data refers to the accepted engineering rules, which have to be observed during application. This provided we are liable for the correctness of this data within the scope of our terms and conditions of sale-delivery-and-service. Recommendations of our employees which differ from the data contained in our information sheets are only binding if given in written form. The accepted engineering rules must be observed at all times.

Edition 06/15. Some technical changes have been made to this print medium. Older editions are invalid and may not be used anymore. If a technically revised new edition is issued, this edition becomes invalid.



MC-Bauchemie • Am Kruppwald 1-8 • 46238 Bottrop • Tel. +49 (0) 2041-101 50 • Fax: +49 (0) 2041-101 588  
info@mc-bauchemie.de • www.mc-bauchemie.de

Прилог 4.2 – Карактеристике адхезивног епокси-малтера "SX 481 E" (www.mc-bauchemie.de)

Након справљања двокомпонентног адхезивног епокси-малтера "SX 481 Е" (слика 4.74 и 4.75), врши се наношење слоја минималне дебљине 5mm на армирано бетонски носач и фeroцементну траку, што је приказано на сликама 4.76 и 4.77.



Слика 4.74 – Справљање епокси-малтера



Слика 4.75 – Справљање епокси-малтера



Слика 4.76 – Наношење епокси-малтера на АБ греду



Слика 4.77 – Наношење епокси-малтера на фeroцементну траку

АБ носач и фeroцементна трака се спајају и врши се одстрањивање вишка епокси-малтера у спојници (слика 4.78 и 4.79).



Слика 4.78 – Спајање АБ носача и фeroцементне траке



Слика 4.79 – Одстрањивање вишка епокси-малтера у спојници

На овај начин процес спајања АБ носача и фeroцементног елемента је завршен, а носач се не оптерећује док адхезивни епокси-малтер не достигне прописане механичке карактеристике, односно 7 дана при просечној температури од  $20^{\circ}\text{C}$  (према прилогу 4.2). Нису прописани специјални услови неге након процеса спајања гредног носача и ФЦ траке.

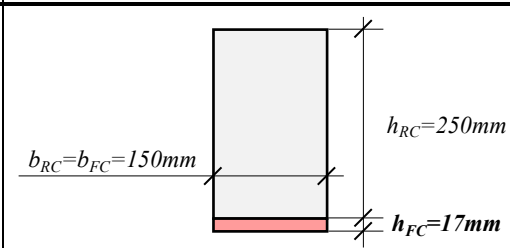
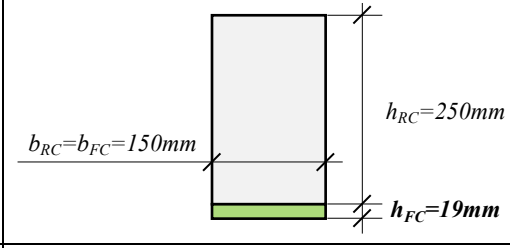
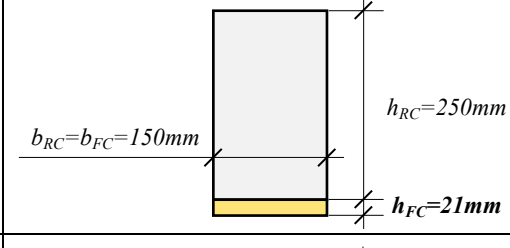
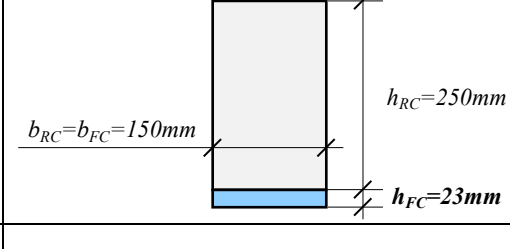
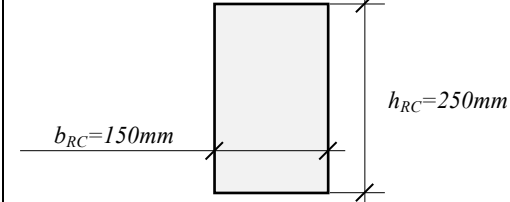


Слика 4.80 – Коначни изглед ојачаних и контролних АБ носача

## 4.7.2. Варијанте ојачања АБ носача

Програмом експерименталних истраживања предвиђено је испитивање 4 варијанте (типа) ојачаних АБ носача и пети неојачани тип носача, као контролни (еталон). Обзиром на дефинисане циљеве овог истраживачког рада, типови ојачаних АБ носача усвојени су тако да је варирано једино фероцементно ојачање (дебљина - број слојева), док су остали елементи (сами АБ носачи и адхезивни епокси-малтер) константних геометријских и физичко-механичких карактеристика. Оваквом методологијом могао се пратити директан утицај фероцементног ојачања на глобално понашање АБ носача под оптерећењем. Типови експерименталних модела приказани су у *табели 4.8*.

Табела 4.8 – Типови експерименталних модела

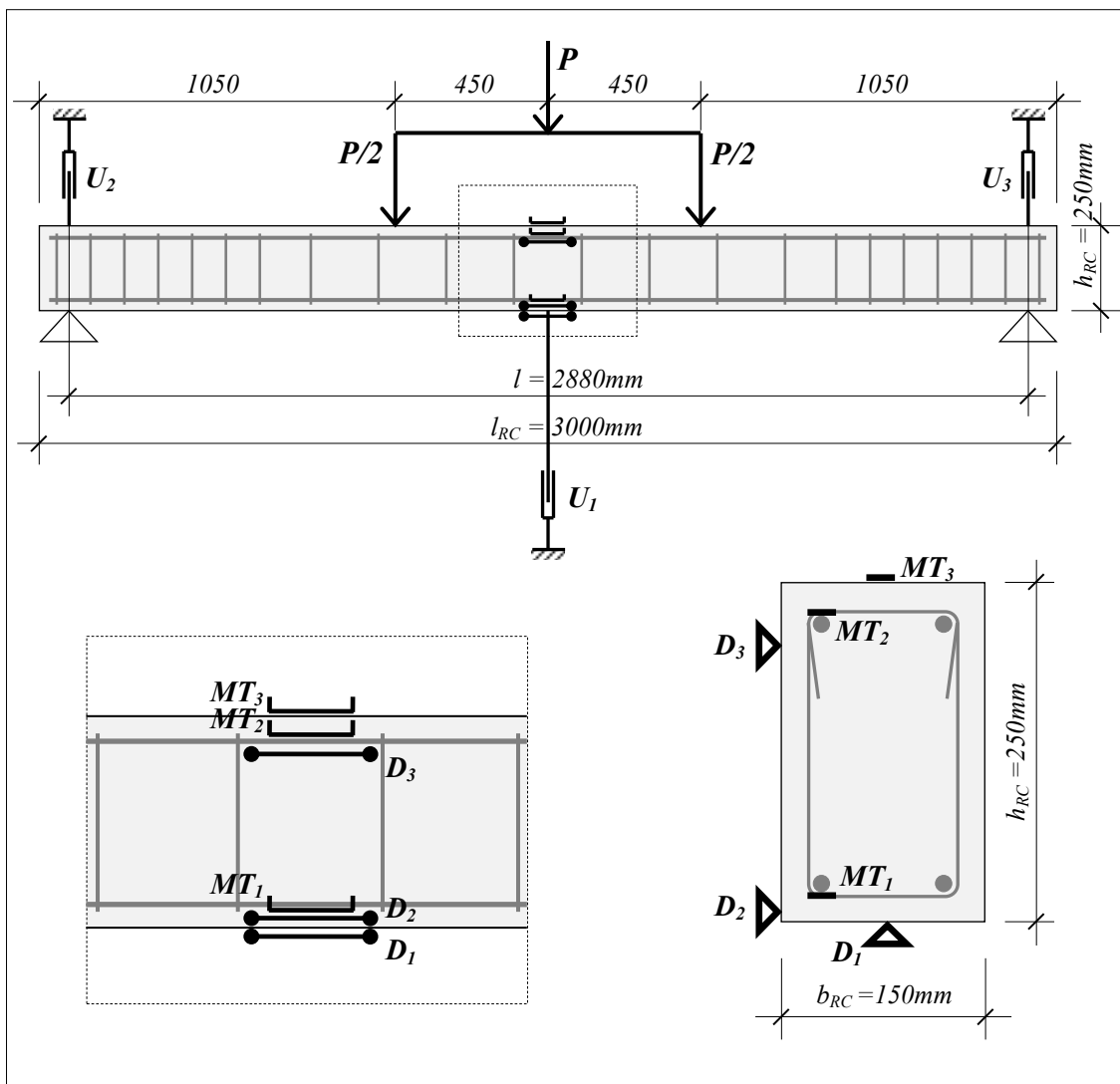
Тип модела	Ознаке модела	Тип фероцементног ојачања	Попречни пресек модела
I	I-1 I-2 I-3	Фероцементна трака димензија $150/2600\text{mm}$ , дебљине $17\text{mm}$ , армирана са <b>8 слојева</b> челичних заварених микро мрежа	
II	II-1 II-2 II-3	Фероцементна трака димензија $150/2600\text{mm}$ , дебљине $19\text{mm}$ , армирана са <b>10 слојева</b> челичних заварених микро мрежа	
III	III-1 III-2 III-3	Фероцементна трака димензија $150/2600\text{mm}$ , дебљине $21\text{mm}$ , армирана са <b>12 слојева</b> челичних заварених микро мрежа	
IV	IV-1 IV-2 IV-3	Фероцементна трака димензија $150/2600\text{mm}$ , дебљине $23\text{mm}$ , армирана са <b>14 слојева</b> челичних заварених микро мрежа	
K	K-1 K-2 K-3	Контролни модели без фероцементног ојачања	

## 4.8. Мерни инструменти коришћени за испитивање носача

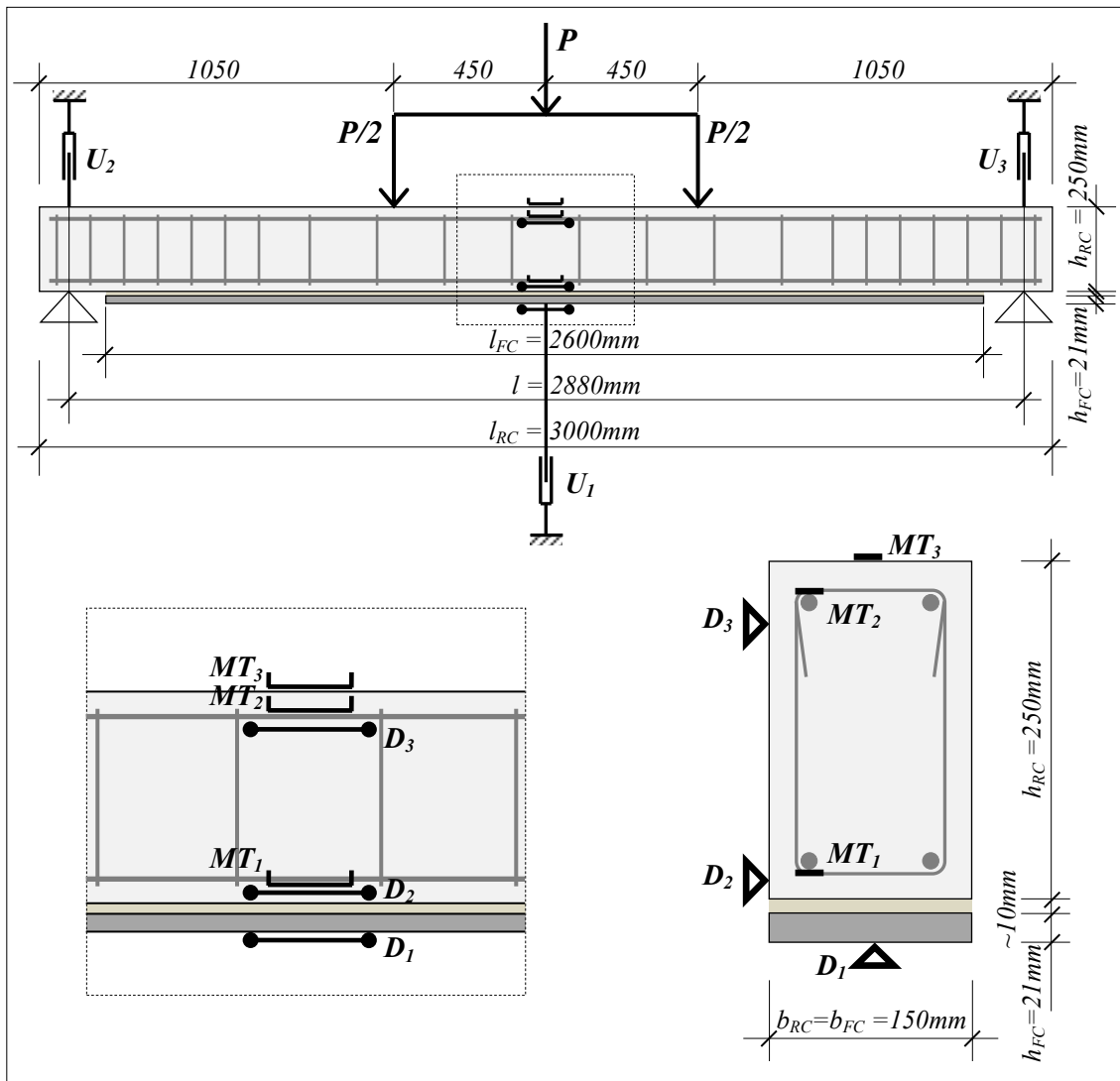
### 4.8.1. Поставка мерних инструмената

Распоред мерних инструмената, у оквиру програма експерименталних истраживања понашања АБ гредних носача под оптерећењем до лома, дефинисан је тако да омогући праћење глобалних деформација (угиба носача) и локалних деформација (дилатација у бетону, челичној арматури и фероцементу у изабраном пресеку).

Програм испитивања обухватио је 15 експерименталних модела (12 ојачаних и 3 неојачана). Свих 12 ојачаних, односно 3 неојачана модела испитивано је и праћено на исти начин, са идентичном поставком мерних инструмената. Шематски приказ гредних АБ носача оптерећених са две концентрисане силе ("Four Points Load") и распоред инструмената у подужном и попречном правцу, приказани су на сликама 4.81 и 4.82.



Слика 4.81 – Распоред мерних инструмената на неојачаном АБ носачу



Слика 4.82 – Распоред мерних инструмената на ојачаном АБ носачу

Употребљени мерни инструменти – ЛЕГЕНДА:

- $U_1, U_2, U_3$  - угибомери 1, 2, 3
- $MT_1, MT_2, MT_3$  - мерне траке 1, 2, 3
- $D_1, D_2, D_3$  - дилатомери 1, 2, 3



## 4.8.2. Мерна опрема

### 4.8.2.1. Индуктивни претварачи померања

За потребе праћења глобалне деформације модела употребљени су *индуктивни претварачи померања (LVDT – Linear Variable Displacement Transducers - W50)*. Ови инструменти су постављани у половини распона носача и изнад оба ослонца (слике 4.83 и 4.84), чиме је омогућено праћење угиба у фази оптерећивања експерименталних модела.

Наведени мерни инструменти означени су са  $U_1$ ,  $U_2$ ,  $U_3$  и приказани на сликама 4.81 и 4.82.



Слика 4.83 – Положај угибомера  $U_1$  у половини распона носача



Слика 4.84 – Положај угибомера  $U_2$  ( $U_3$ ) изнад ослонаца носача

Такође, индуктивни претварачи померања (*LVDT – Linear Variable Displacement Transducers - W20*) искоришћени су као мерни елементи дилатомера, у циљу праћења средњих површинских дилатација у бетону, односно фeroцементној матрици (слика 4.85). Дилатомерима је такође регистрована и укупна ширина прелина у затегнутој зони бетона и фeroцементна, на дужини базе од  $100\text{mm}$ .

Наведени мерни инструменти означени су са  $D_1$ ,  $D_2$ ,  $D_3$  и приказани на сликама 4.81 и 4.82.

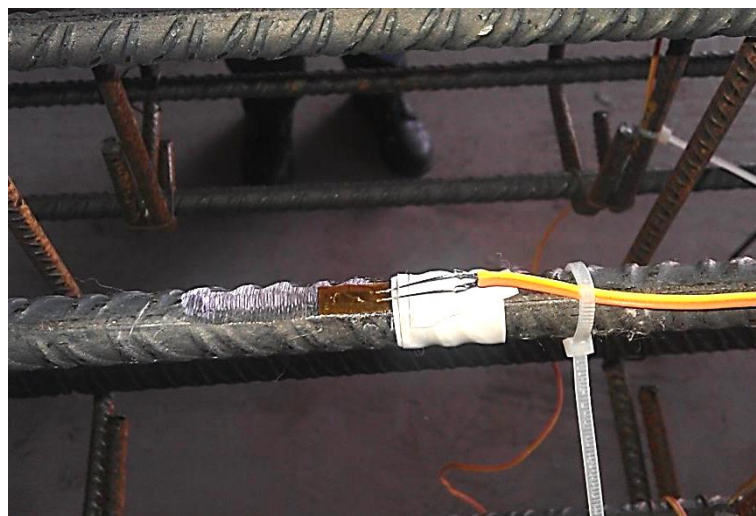


Слика 4.85 – Положај дилатомера  $D_1$ ,  $D_2$ ,  $D_3$  у половини распона носача

#### 4.8.2.2. Електро отпорни екстензометри (мерне траке)

Мерење дилатација у затегнутој и притиснутој конвенционалној арматури, као и мерење дилатација на горњој површини бетона носача (притиснута зона), изведено је електро отпорним екстензометрима – "мерним тракама" (*Strain Gauge*).

На експерименталним моделима употребљене су "мерне траке" произвођача "*Hottinger*" (*HBM*), електричног отпора  $120\Omega$ , различитих дужина базе. На профилима конвенционалне арматуре постављане су траке базе  $6\text{mm}$  (слика 4.86), при чему је било потребно обезбедити адекватну заштиту од оштећења трака у процесу бетонирања носача.



Слика 4.86 – Мерне траке ( $l=6\text{mm}$ ) на конвенционалној арматури

Заштита мерних трака и извода за каблове, поред оригиналне заштите, обезбеђена је и премазом од силиконског кита (слика 4.87). Све мерне траке на конвенционалној арматури лепљене су лепком Z70 произвођача "Hottinger".



Слика 4.87 – Заштита мерних трака и извода за каблове на конвенционалној арматури од евентуалних оштећења у току бетонирања носача

На горњој површини бетона гредних носача постављане су траке базе 50mm (слика 4.88), без посебне заштите, али уз адекватну припрему површине бетона. Наведене мерне траке лепљене су двокомпонентним лепком X60 произвођача "Hottinger".



Слика 4.88 – Мерне траке ( $l=50\text{mm}$ ) на бетону

Наведени мерни инструменти означени су са  $MT_1$ ,  $MT_2$ ,  $MT_3$  и приказани на сликама 4.81 и 4.82.

### 4.8.2.3. Пратећа опрема

Уз наведену мерну опрему потребно је поменути да је у фази наношења оптерећења на експерименталне моделе употребљен и електронски динамометар (*HBM U2A*) мерног опсега до  $100,0kN$ , тачности  $0,5\%$ . Уз помоћ динамометра вршено је мерење силе пресе којом је симулирано оптерећење носача (слика 4.89 и 4.90). Сила, уношена пресом на експерименталне моделе, означена је са  $P$  и приказана на сликама 4.81 и 4.82.



Слика 4.89 – Електронски динамометар *HBM U2A*



Слика 4.90 – Положај електронског динамометра на експерименталном моделу

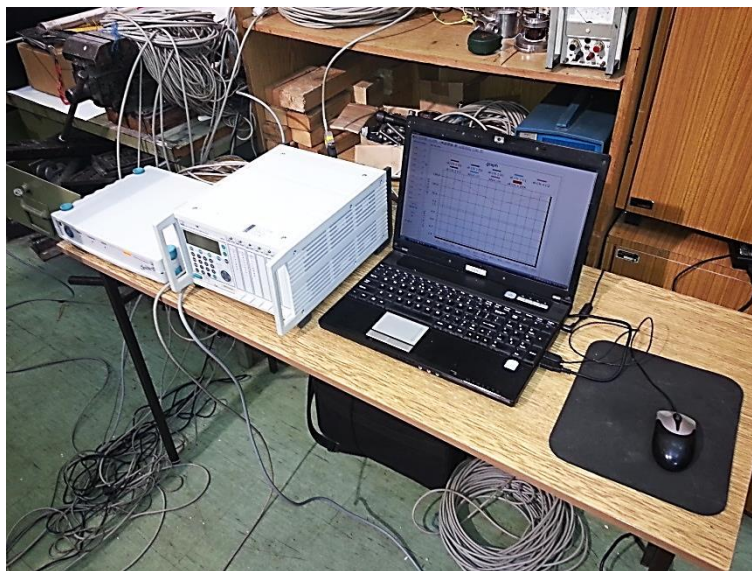
Увид у развој и стање прслина у бетону и фeroцементу праћен је уз помоћ мерача прслина (*ZDI-VDA*,  $p=0,05mm$ ), лупе и оптичког микроскопа са осетљивошћу мерења  $0,05mm$  (слика 4.91).



Слика 4.91 – Прибор за визуално праћење прслина

#### 4.8.2.4. Мерно-аквизицијски системи

За мерење и бележење резултата са свих инструмената, употребљених у фази наношења оптерећења на експерименталне моделе до лома, инсталирана је електронска мерна опрема произвођача "Hottinger" (HBM), вишеканални мерно-аквизицијски системи *MGCplus* и *SPIDER 8* (слика 4.92).



Слика 4.92 – Мерно-аквизицијски системи *MGCplus* и *SPIDER 8*, повезани на рачунар

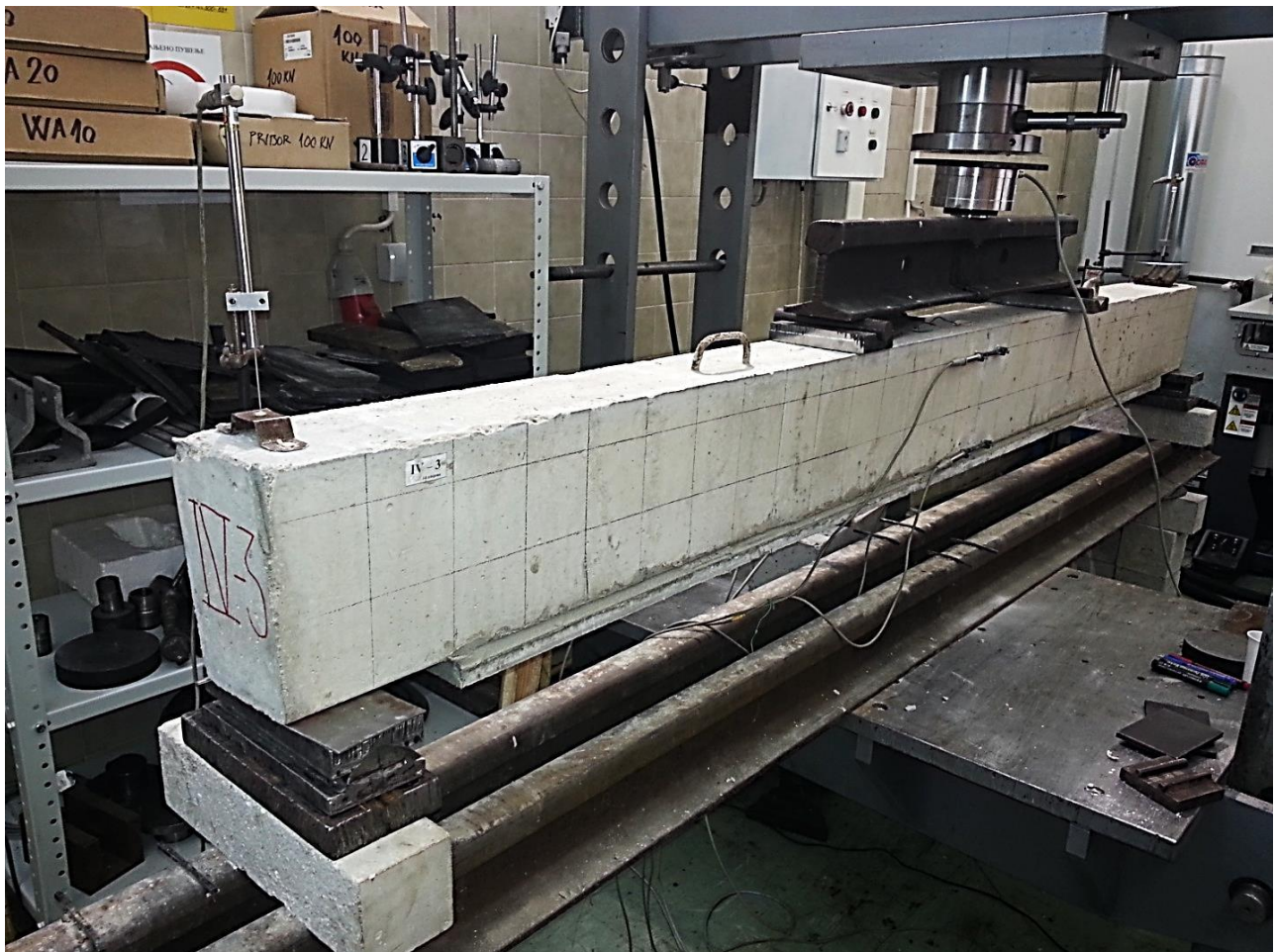
Мерни инструменти су преко аквизицијских система повезани на рачунар ради калибрације инструмената, читавања и снимања података. Сам процес читавања инструмената вршен је аутоматски на  $0,5s$  (квази динамички). За снимање и обраду података употребљен је софтверски пакет *CATMAN* (s/n 70341313408) произвођача "Hottinger".

## 4.9. Процедура испитивања носача

Процес експерименталног испитивања АБ носача ојачаних фероцементним елементима, изложених утицају чистог савијања, спроведен је на тест машини (преси) Лабораторије за мехатронику Машинског факултета Универзитета у Нишу. Стручно особље и коришћена мерна опрема су из акредитоване Лабораторије за испитивање конструкција Грађевинско-архитектонског факултета Универзитета у Нишу.

Експериментални модели у статичком смислу третирани су као носачи на два ослонаца (просте греде) укупне дужине  $3000\text{mm}$ , а осовинског распона  $2880\text{mm}$ . Оптерећење носача (ојачаних и контролних) наносено је хидрауличном пресом тако да је сила са клипа пресе деловала у виду две једнаке концентрисане силе у приближно трећинама осовинског распона ("*Four-Point-Load*"). Међусобно осовинско растојање концентрисаних сила износило је  $900\text{mm}$ , а за пренос силе са клипа на носаче употребљена је челична шина дужине  $1000\text{mm}$  (слика 4.93).

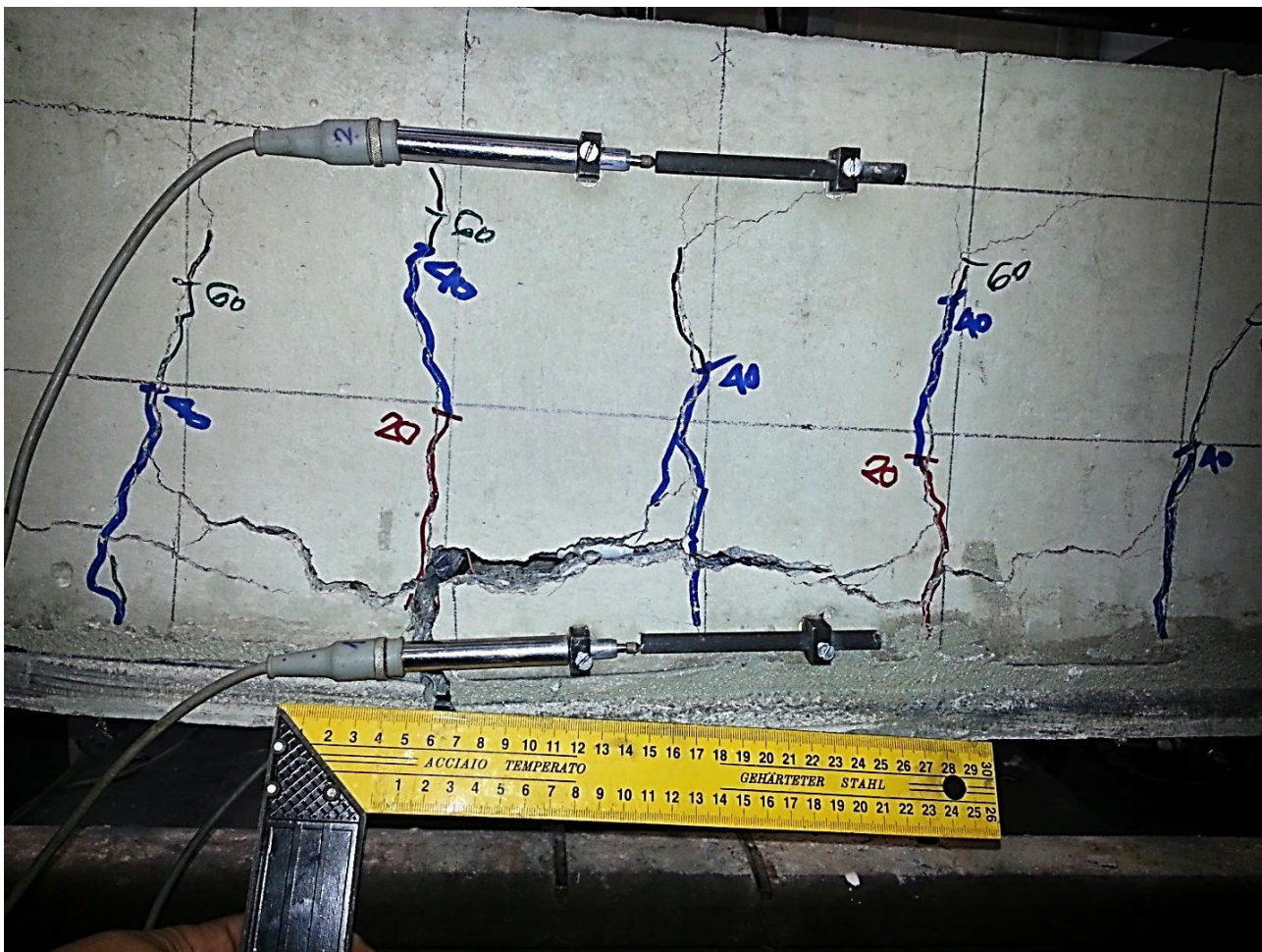
Сила је наносена на носаче преко челичних контактних плочица ширине  $100\text{mm}$  и челичних ваљака  $\varnothing 30\text{mm}$ . Симулација ослонаца такође је остварена челичним контактним плочицама ширине  $100\text{mm}$ .



Слика 4.93 – Диспозиција једног од испитиваних експерименталних модела

Наношење оптерећења вршено је уз константан прираштај угиба у функцији времена. Брзина наношења оптерећења износила је  $0,02\text{mm/s}$ . Експериментални модели су оптерећивани до фазе лома, уз праћење развоја прелина. У том циљу, једна бочна страна сваког носача била је "шрафирана" хоризонталним и вертикалним линијама на међусобном растојању од  $100\text{mm}$ , а прелине исцртаване у неколико боја (у зависности од интензитета оптерећења које их је изазвало). Збир ширина прелина на дужини база инструмената регистрован је континуално дилатомерима. Понашање носача у фази оптерећивања до лома регистровано је и фото и видео документацијом, као и бележењем значајних запажања.

Процес оптерећивања прекидан је након изазивања лома и великих деформација (угиба) носача (слика 4.94).



Слика 4.94 – Фаза лома једног од испитиваних експерименталних модела

## 5. РЕЗУЛТАТИ И АНАЛИЗА ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИХ ИСТРАЖИВАЊА ГРЕДНИХ НОСАЧА

### 5.1. Опште напомене

Експериментална истраживања, у којима су гредни АБ носачи ојачани на савијање оптерећивани до лома, имала су за циљ верификацију теоријских поставки и нумеричког прорачуна, а уједно она чине окосницу (тежиште) овог истраживачког рада. У њима су добијени веома значајни конкретни нумерички резултати понашања ових елемената под оптерећењем све до лома. Праћене су глобалне и локалне деформације у смислу угиба, дилатација (на бетону, конвенц. арматури и фероцементу) и стања прслина.

Експериментални гредни носачи (ојачани и контролни) испитивани су на дејство краткотрајног статичког оптерећења. Вредности мерених величина очитаване су квази динамички (на пола секунде). Аквизиција и обрада резултата вршена је савременом мерном техником (*HBM*) и лиценцираним софтвером (*CATMAN*), а приказана графиконима у којима је на прегледан начин дефинисано понашање испитиваних модела у функцији од оптерећења.

У даљем су приказани добијени резултати за сваки носач појединачно, затим је дато поређење за носаче истог типа (по три модела), те упоредна анализа понашања свих типова носача (четири типа ојачаних и један тип неојачаних – контролних модела). Носачи су означени у свему као што је приказано у поглављу 4.7.2. – *Варијанте ојачања АБ носача*.

### 5.2. Резултати експерименталних истраживања

Сви експериментални модели оптерећивани су на исти начин ("*Four Points Load*"). Поставка мерних инструмената била је идентична за све носаче и приказана је уз резултате за сваки носач. Оптерећење је наношено контролисано, до фазе лома и појаве великих деформација носача, односно до престанка прираштаја силе пресе. У процесу оптерећивања модела праћен је визуално настанак, развој и ширина прслина (фото и видео документација). На "шрафираној" бочној страни носача исцртаван је положај и облик насталих прслина (разним бојама у зависности од интензитета оптерећења).

Сви мерни инструменти су дали релевантне податке, при чему је до појединачног отказивања инструмента дошло у два случаја, те су ти резултати у анализи одбачени.



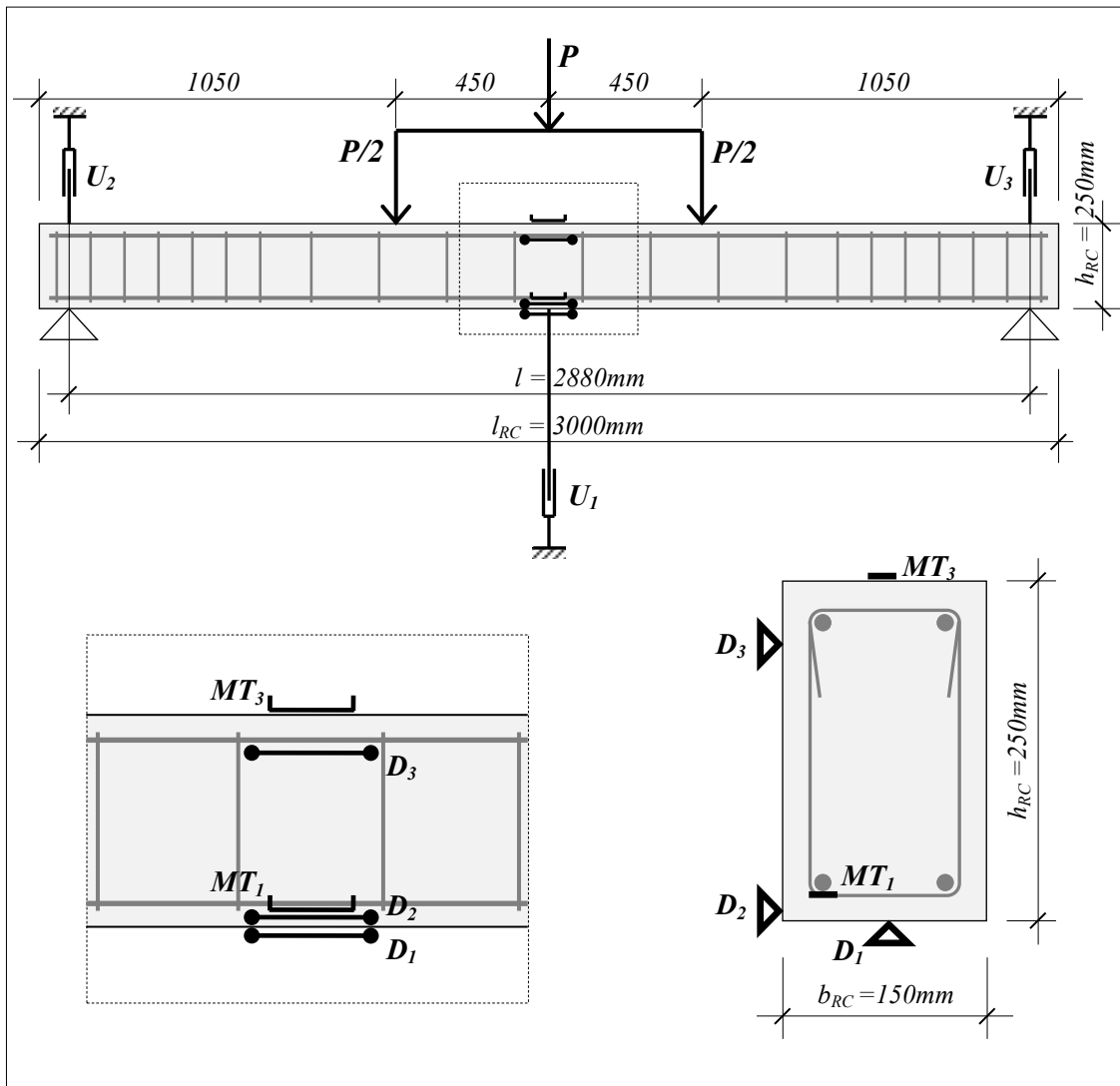
### 5.2.1. Експериментални модел К-1



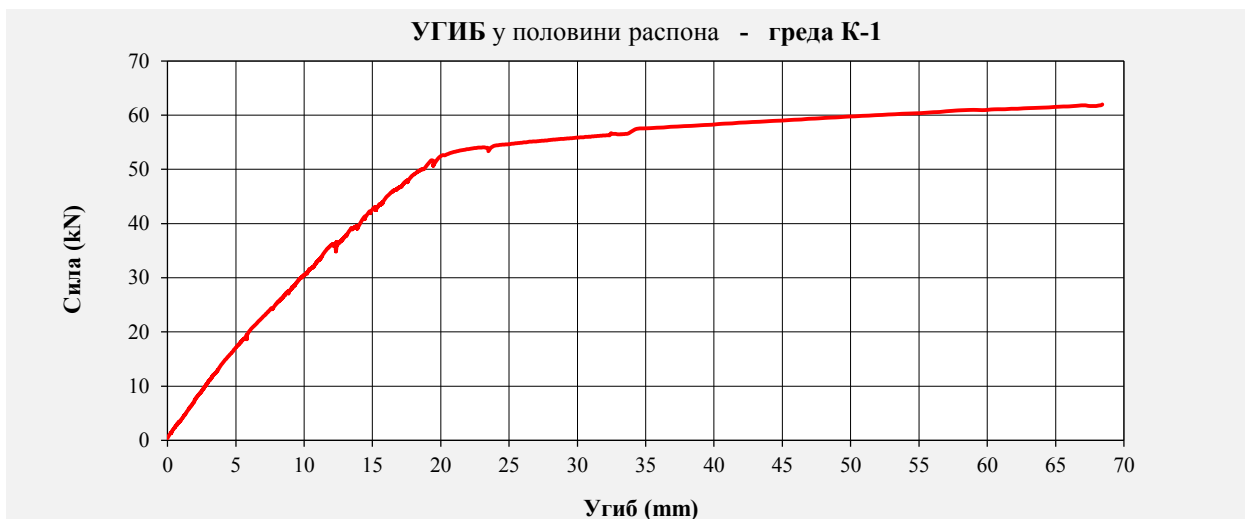
Слика 5.1 – Експериментални модел К-1 пре доношења оптерећења



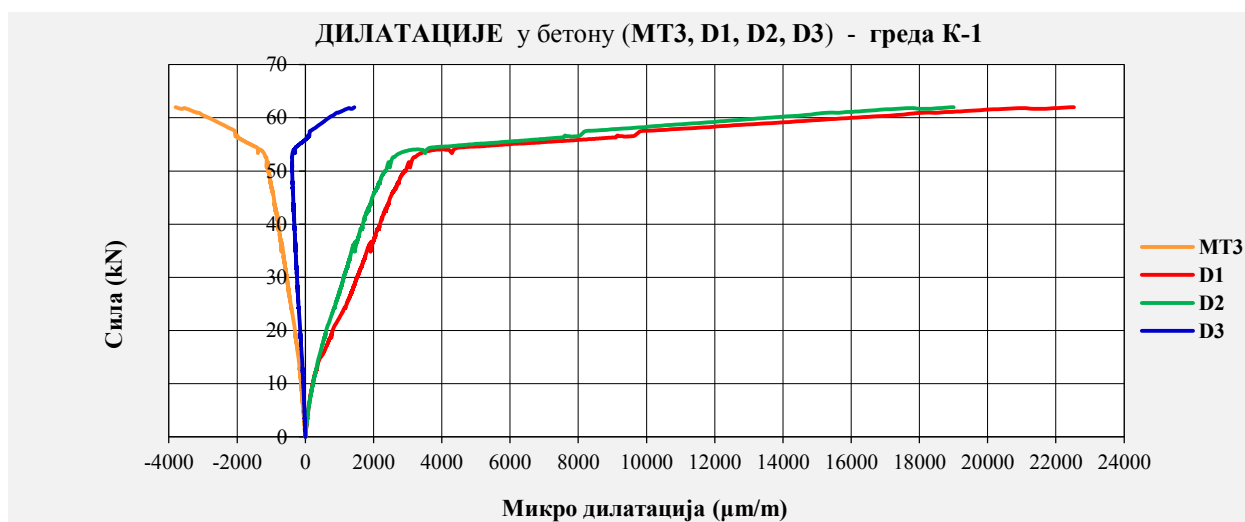
Слика 5.2 – Експериментални модел К-1 након фазе лома



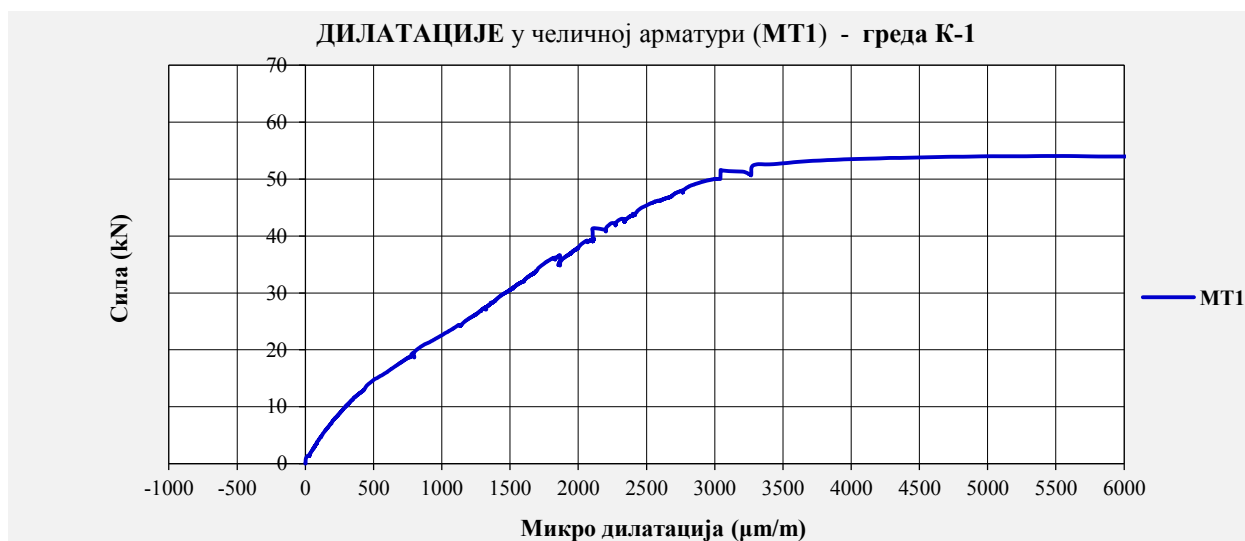
Слика 5.3 – Распоред мерних инструмената на експерименталном моделу К-1



Слика 5.4 – Дијаграм угиба, мерених у половини распона модела К-1



Слика 5.5 – Дилатације у бетону модела К-1, мерене на MT3, D1, D2 и D3



Слика 5.6 – Дилатације у челичној арматури модела К-1, мерене на MT1

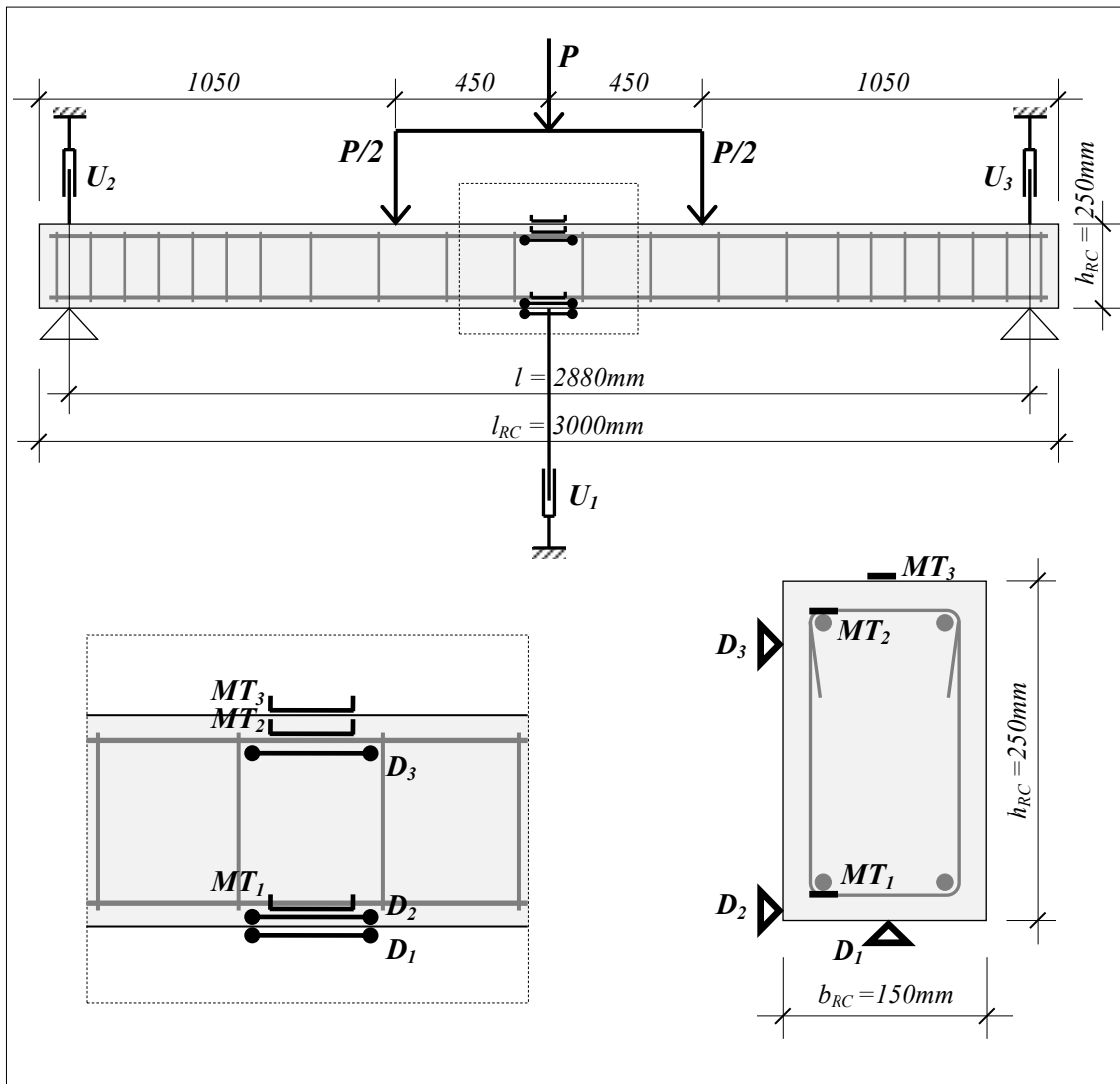
### 5.2.2. Експериментални модел К-2



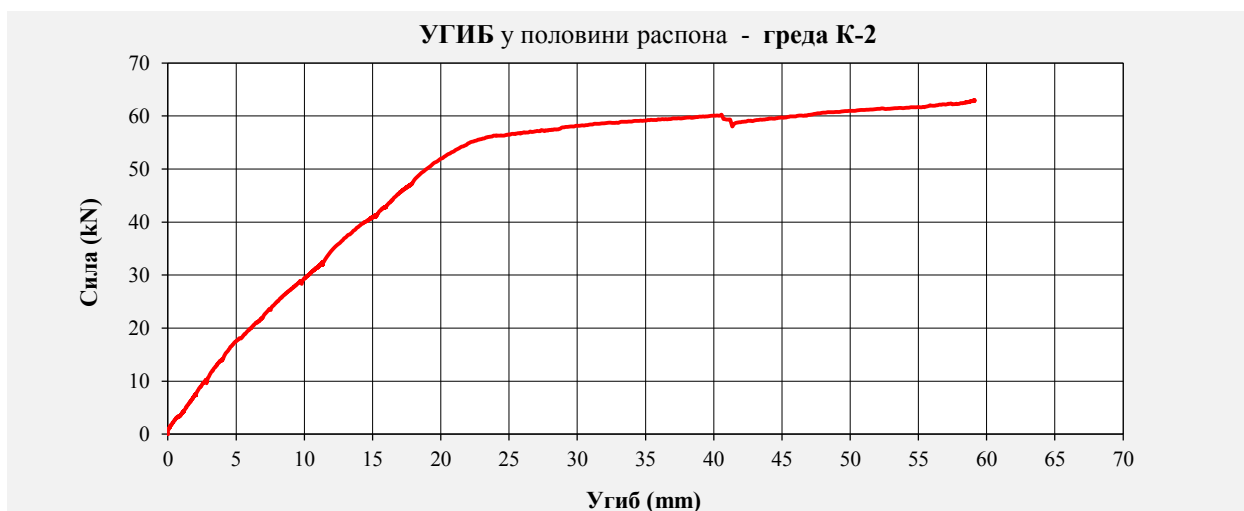
Слика 5.7 – Експериментални модел К-2 пре доношења оптерећења



Слика 5.8 – Експериментални модел К-2 након фазе лома



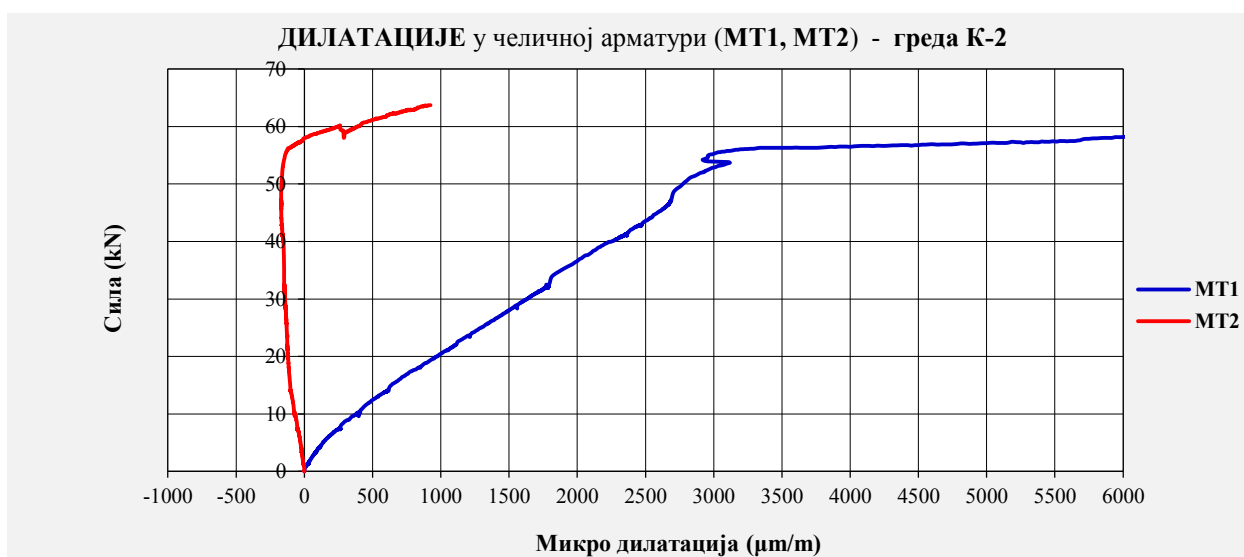
Слика 5.9 – Распоред мерних инструмената на експерименталном моделу К-2



Слика 5.10 – Дијаграм угиба, мерених у половини распона модела К-2



Слика 5.11 – Дилатације у бетону модела К-2, мерене на MT3, D1, D2 и D3



Слика 5.12 – Дилатације у челичној арматури модела К-2, мерене на MT1 и MT2

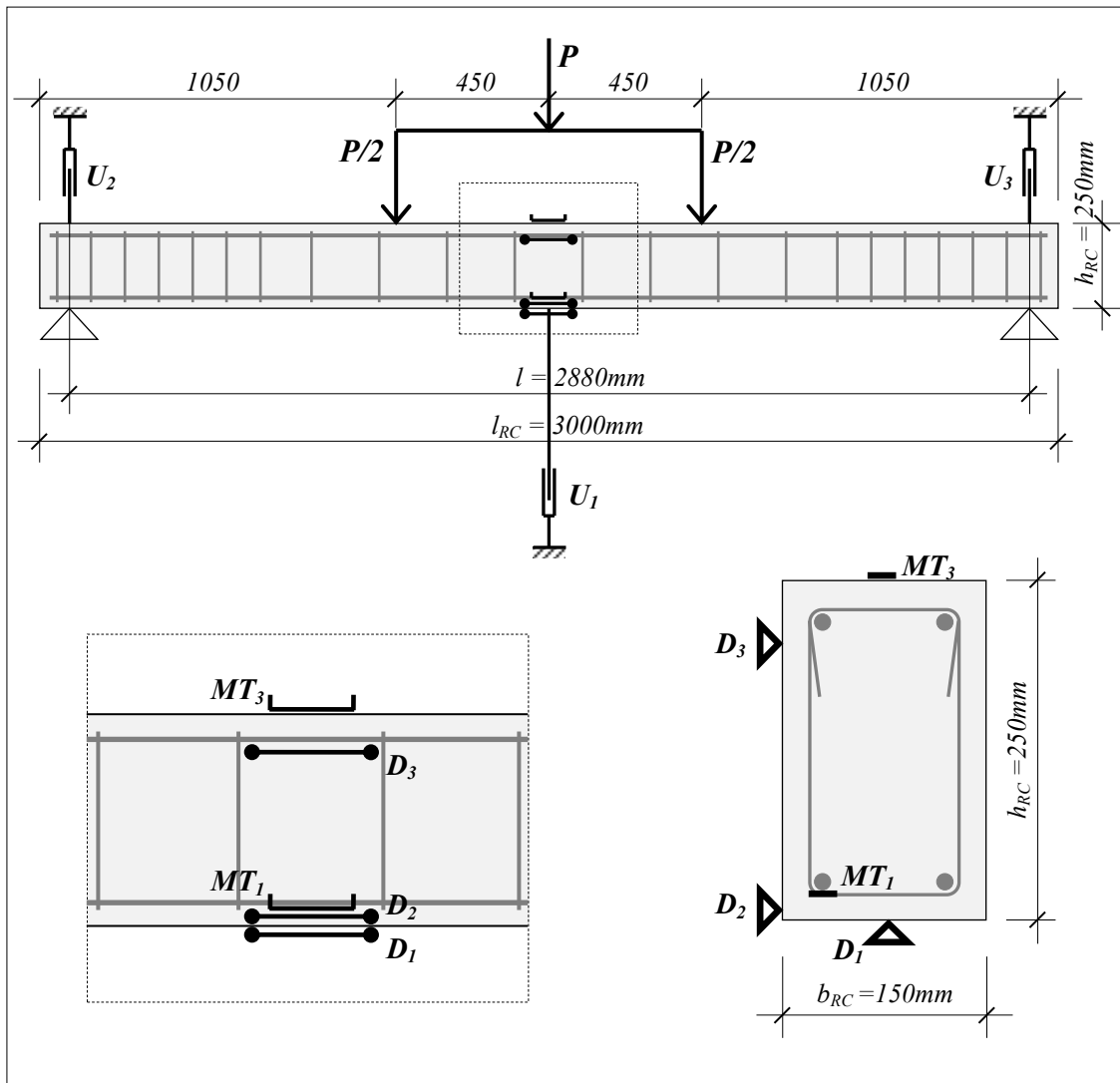
### 5.2.3. Експериментални модел К-3



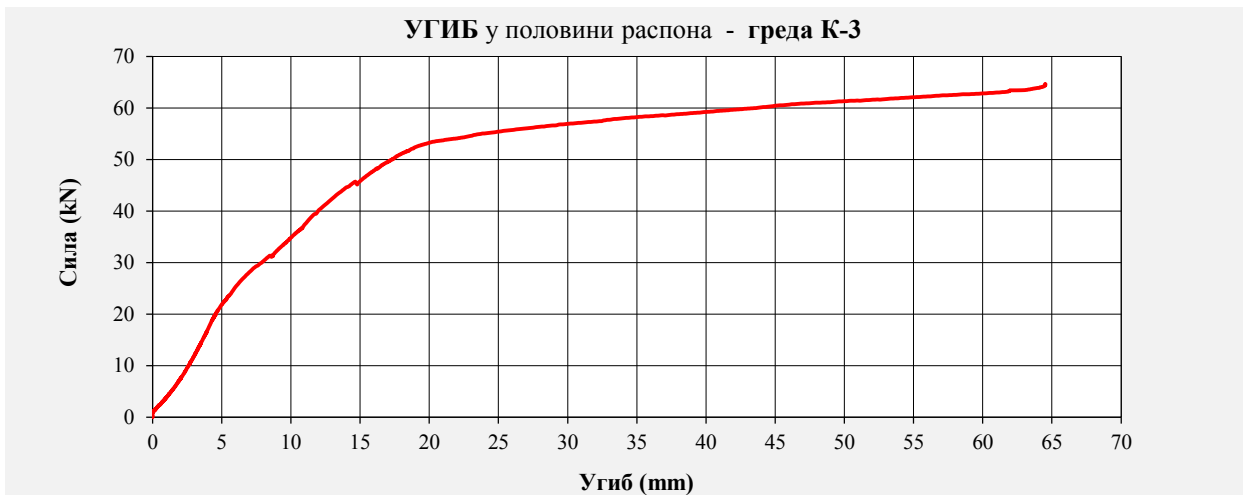
Слика 5.13 – Експериментални модел К-3 пре наносења оптерећења



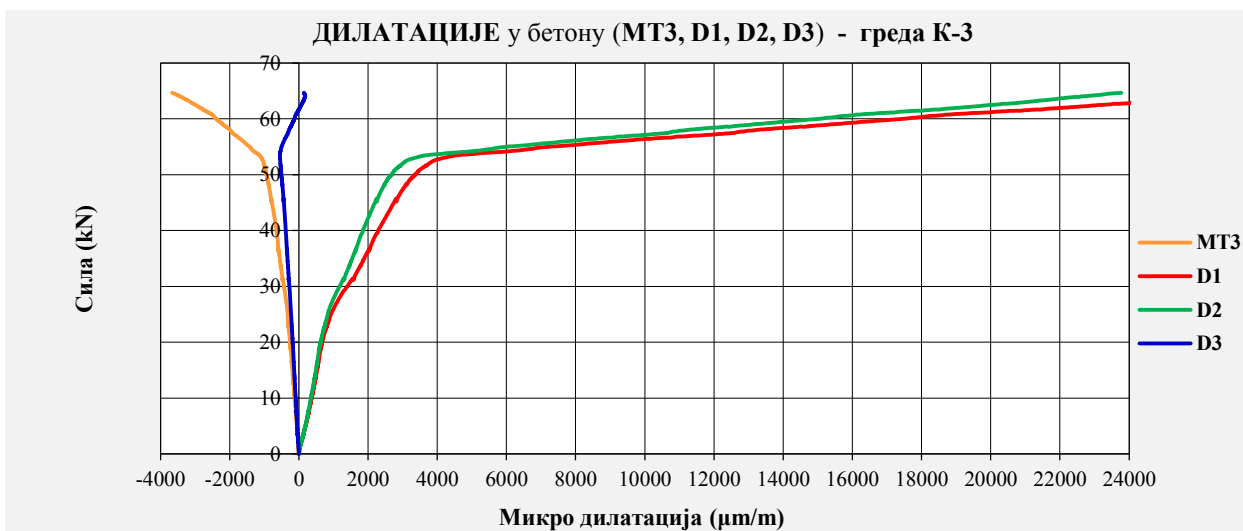
Слика 5.14 – Експериментални модел К-3 након фазе лома



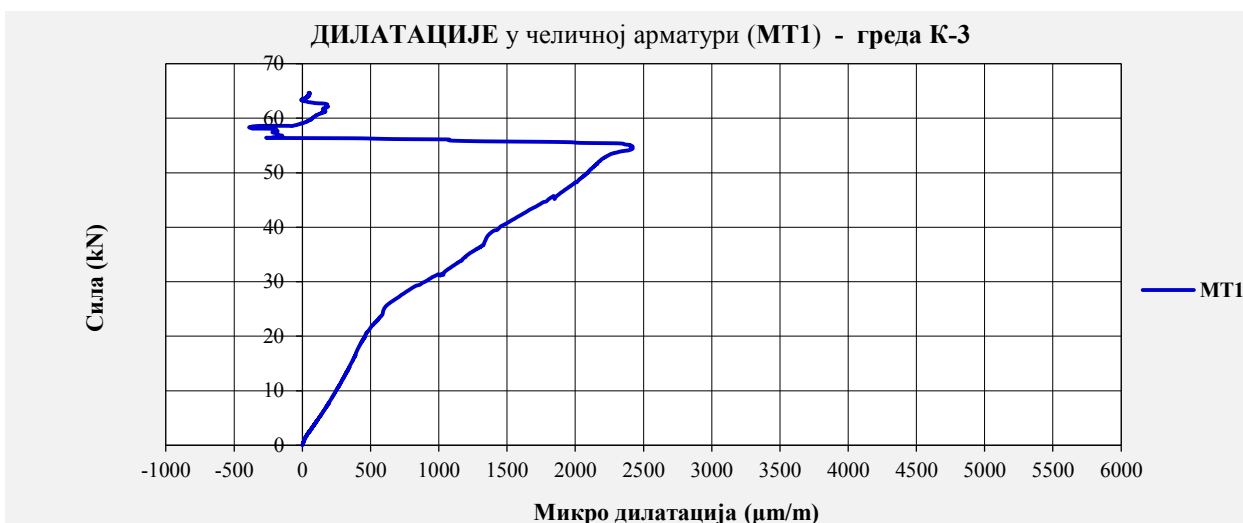
Слика 5.15 – Распоред мерних инструмената на експерименталном моделу К-3



Слика 5.16 – Дијаграм угиба, мерених у половини распона модела **К-3**



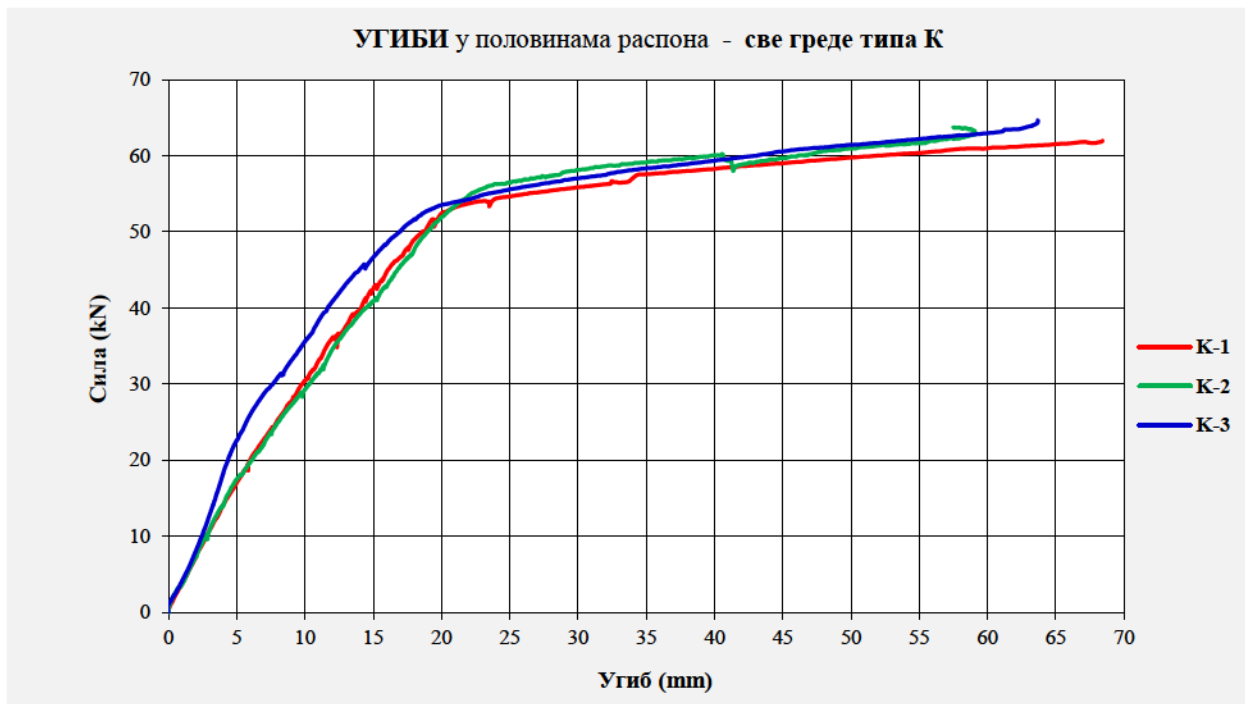
Слика 5.17 – Дилатације у бетону модела **К-3**, мерене на **MT3, D1, D2** и **D3**



Слика 5.18 – Дилатације у челичној арматури модела **К-3**, мерене на **MT1**

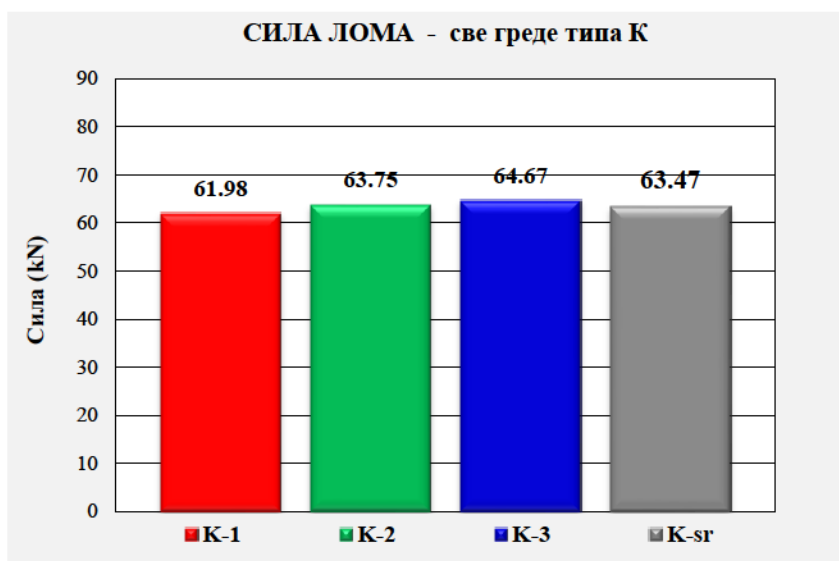
### 5.2.4. Експериментални модели типа К

Експериментални модели К-1, К-2 и К-3 у току наношења оптерећења до фазе лома понашали су се униформно. Није било већих међусобних одступања мерених величина. Анализа угиба, као најочигледнији и уједно интегрални показатељ понашања конструкцијских елемената под оптерећењем, приказала је веома слично понашање сва три носача типа К, што се може уочити на *слици 5.19*.



Слика 5.19 – Дијаграми угиба, мерених у половинама распона модела серије К

Интензитет оптерећења, које је изазивало лом носача типа К, илустрован је на *слици 5.20*, а на основу очитаних резултата срачуната је средња вредност силе лома за ову серију.



Слика 5.20 – Силе лома, измерене на моделима серије К

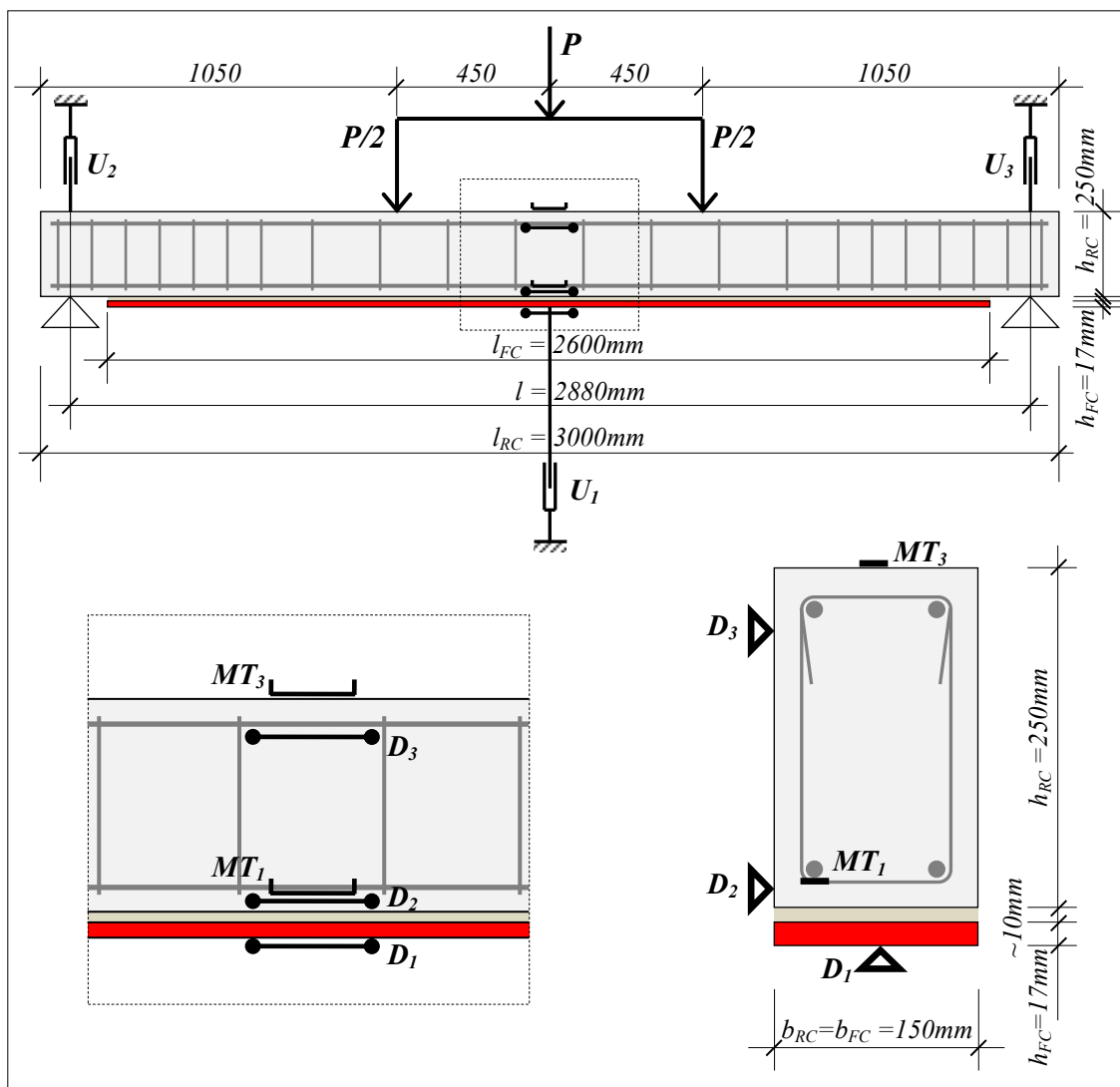
### 5.2.5. Експериментални модел I-1



Слика 5.21 – Експериментални модел I-1 пре доношења оптерећења



Слика 5.22 – Експериментални модел I-1 након фазе лома



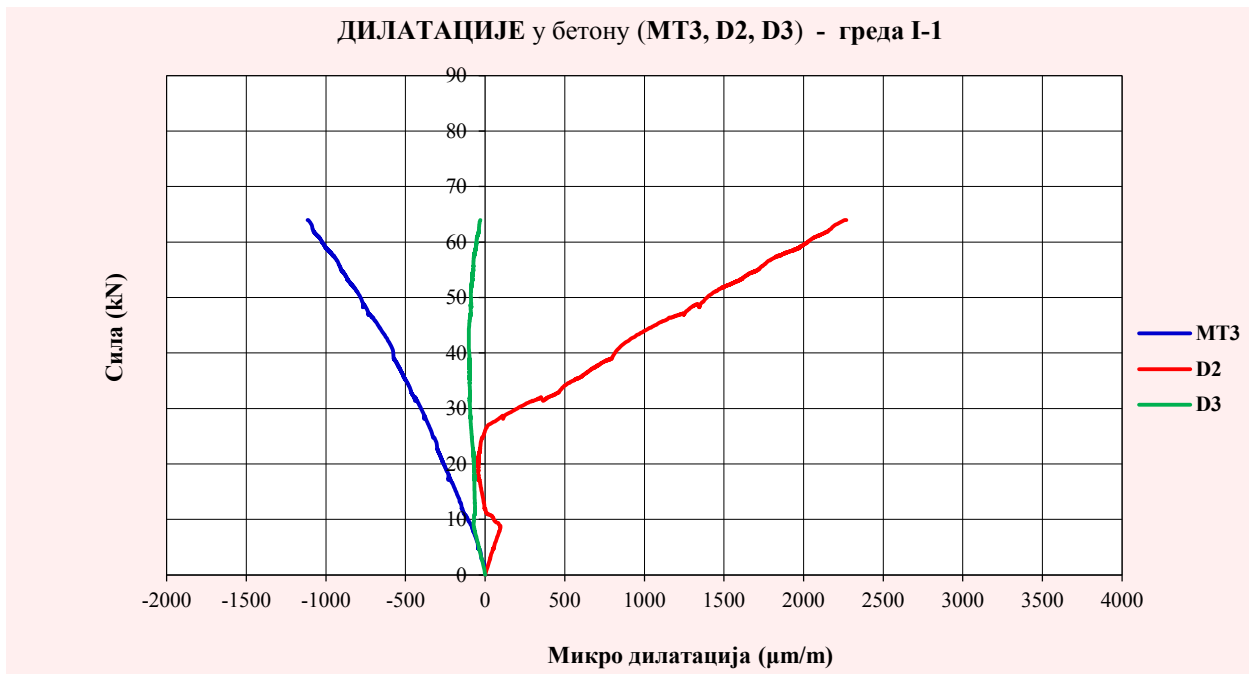
Слика 5.23 – Распоред мерних инструмената на експерименталном моделу I-1





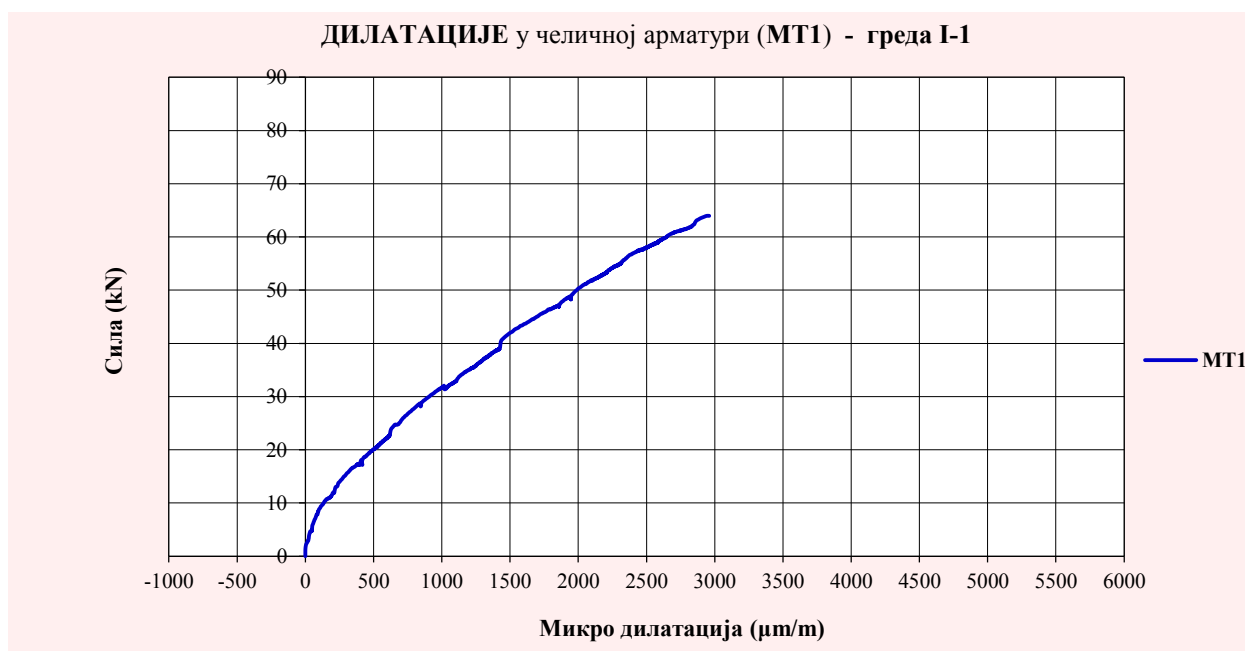
Слика 5.24 – Дијаграм угиба, мерених у половини распона модела I-1

Са дијаграма угиба може се сагледати карактеристично понашање ојачаног носача под пробним оптерећењем: линеарно понашање до појаве првих прслина (сила приближно  $15kN$ ), нелинеарно понашање од појаве првих прслина до појаве течења у челичној арматури (сила приближно  $55kN$ ) и изразито нелинеарно понашање од појаве течења у челичној арматури до појаве лома (сила приближно  $64kN$ ). Такође се види да после отказа ојачања долази до скоковитог (наглог) пада носивости на ниво неојачане греде.



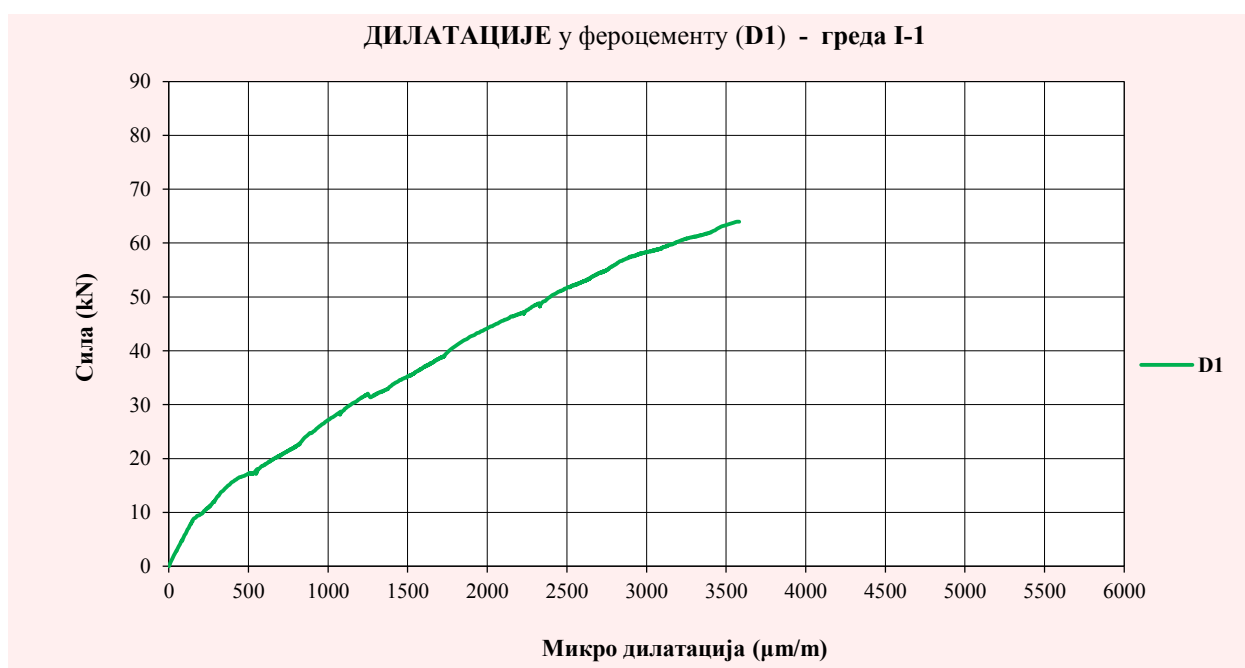
Слика 5.25 – Дилатације у бетону модела I-1, мерене на MT3, D2 и D3

Дилатације у притиснутом бетону (MT3 и D3) су линеарне и веома мале у зони еластичног понашања модела, а затим имају континуални ток до тренутка лома. Дилатације у затегнутом бетону (D2), уз мања одступања на прелазу из линеарног у нелинеарно понашање, прате глобално понашање ојачаног носача.



Слика 5.26 – Дилатације у челичној арматури модела **I-1**, мерене на **MT1**

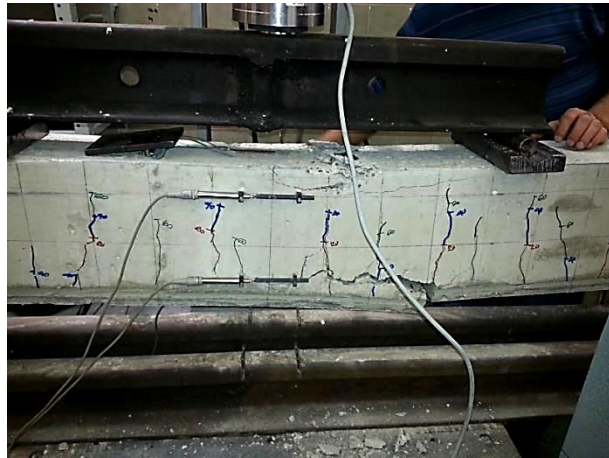
Дијаграм дилатација у затегнутој челичној арматури (**MT1**) приказује линеарне и занемарљиво мале дилатације до тренутка појаве прелина (сила приближно  $15kN$ ). Након појаве прелина дилатације расту нелинеарно до лома носача.



Слика 5.27 – Дилатације у фероцементу модела **I-1**, мерене на **D1**

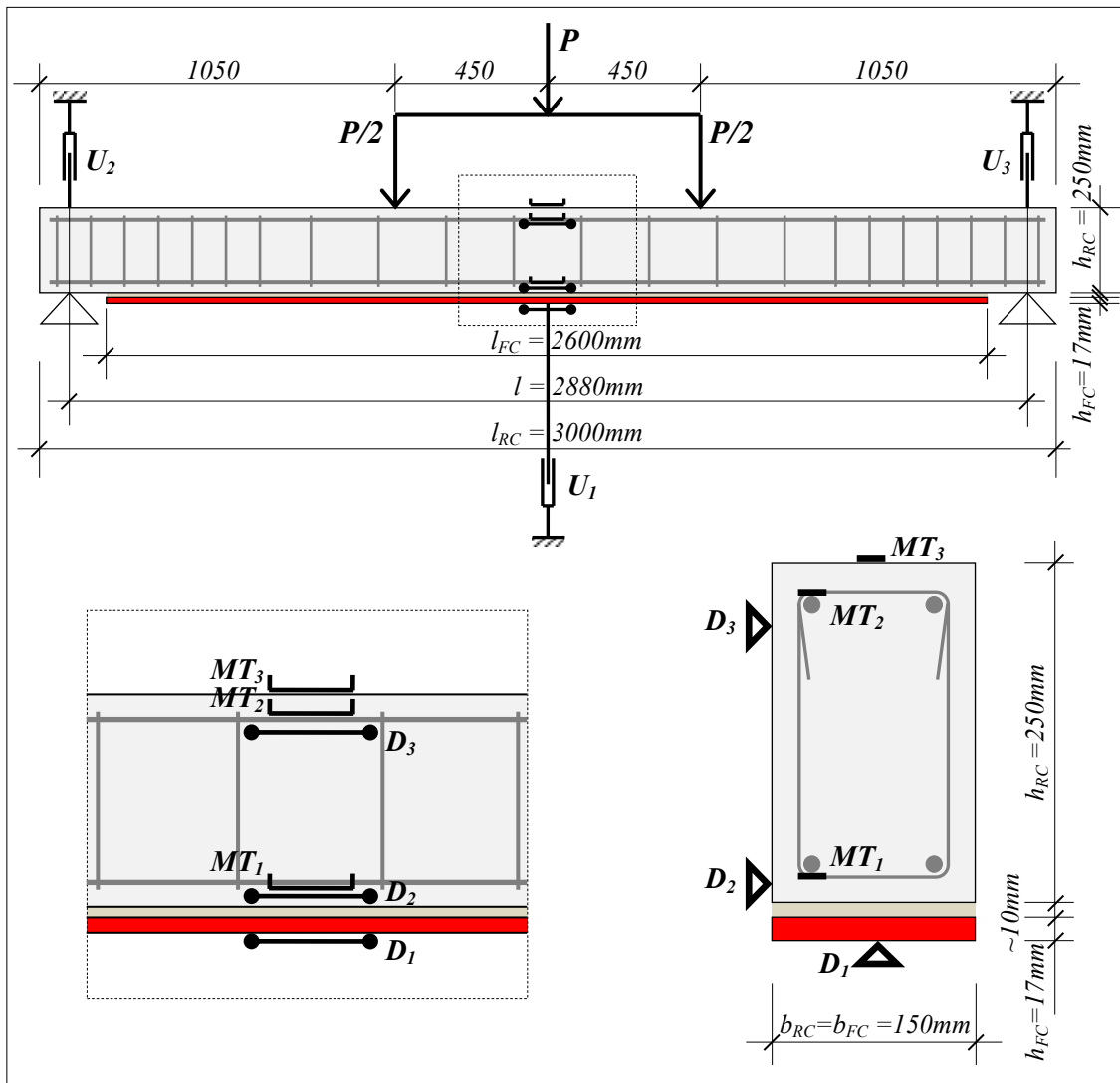
Сагласно са глобалним понашањем ојачаног носача, на дијаграму дилатација фероцемента (**D1**), који је цео у затегнутој зони, уочавају се области линеарног и нелинеарног понашања. Фероцементна трака понаша се еластично до нижег нивоа оптерећења него армирани бетон, тј. почетак нелинеарности изазива сила од приближно  $10kN$ .

### 5.2.6. Експериментални модел I-2



Слика 5.28 – Експериментални модел I-2 пре доношења оптерећења

Слика 5.29 – Експериментални модел I-2 након фазе лома

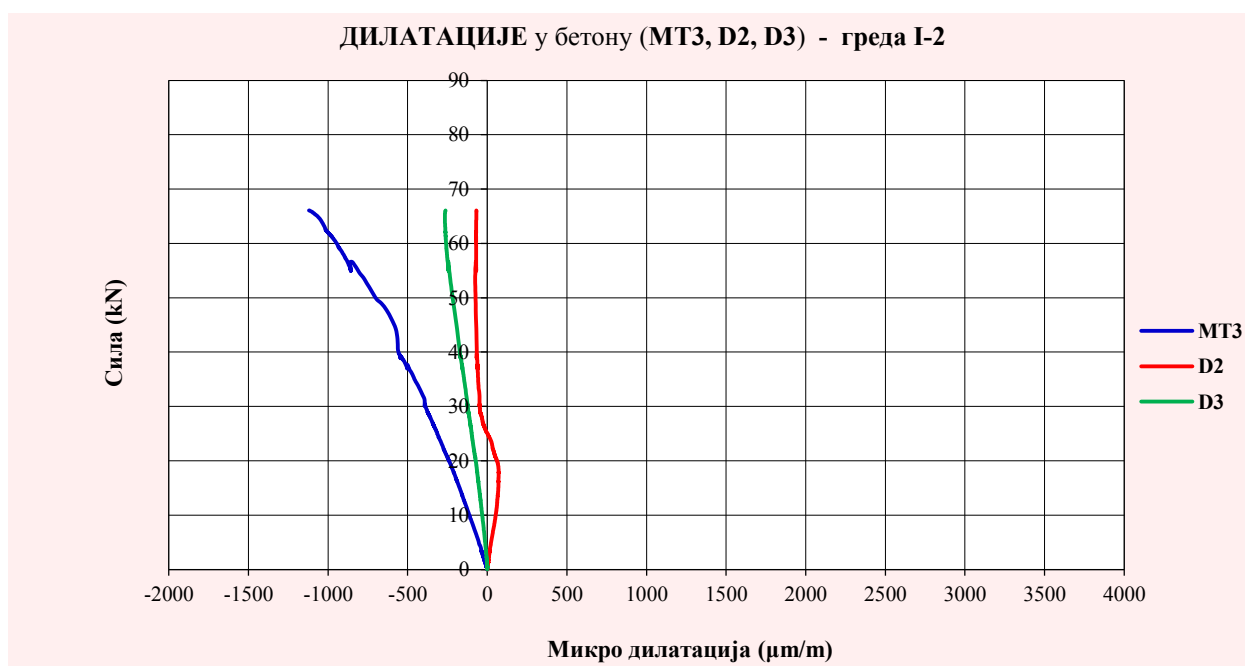


Слика 5.30 – Распоред мерних инструмената на експерименталном моделу I-2



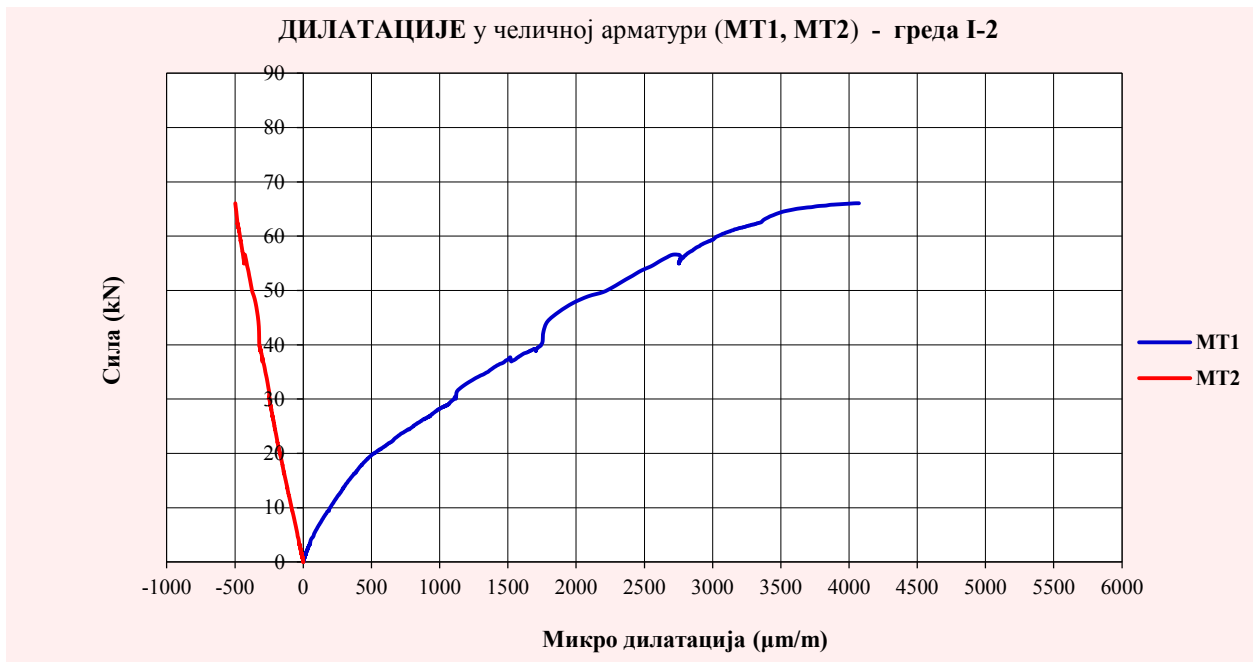
Слика 5.31 – Дијаграм угиба, мерених у половини распона модела I-2

На дијаграму угиба уочава се линеарно понашање ојачаног носача до појаве првих прслина (сила приближно  $20kN$ ), нелинеарно понашање од појаве првих прслина до појаве течења у челичној арматури (сила приближно  $57kN$ ) и изразито нелинеарно понашање од појаве течења у челичној арматури до појаве лома (сила приближно  $66kN$ ).



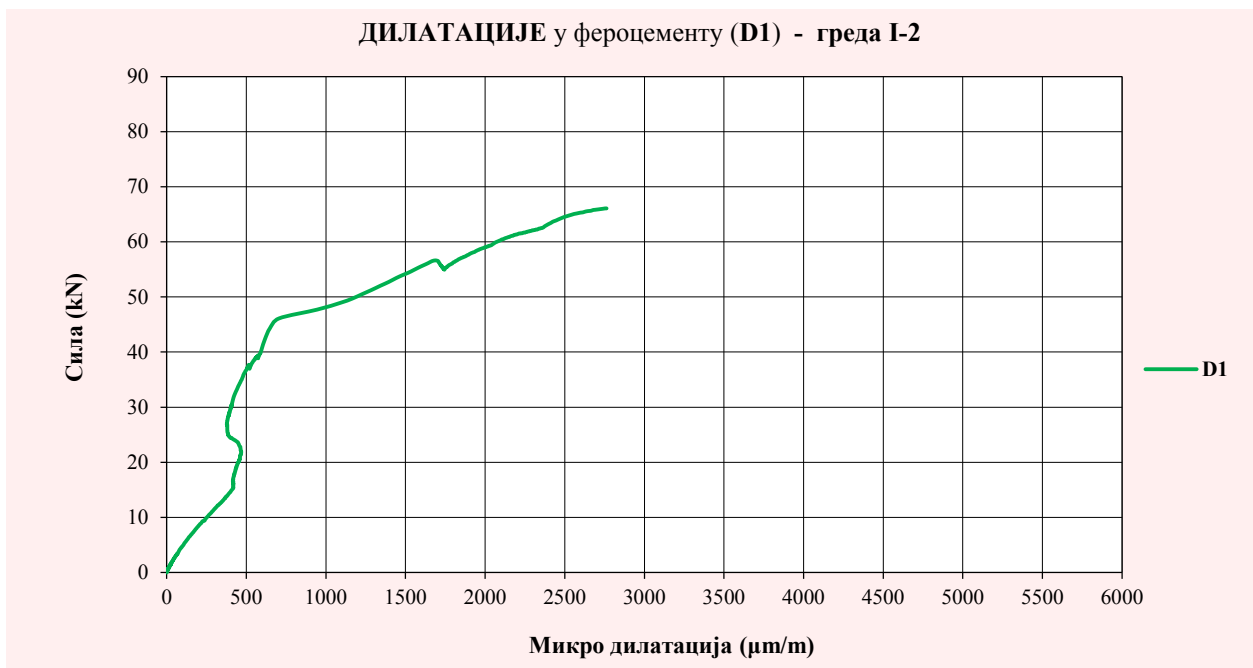
Слика 5.32 – Дилатације у бетону модела I-2, мерене на MT3, D2 и D3

Дилатације у притиснутом бетону (MT3 и D3) су линеарне и занемарљиво мале у зони еластичног понашања модела, а затим имају континуални ток до нивоа оптерећења које изазива лом. Дилатације у затегнутом бетону реалне су једино у зони линеарног понашања носача. Разлог лежи у отказивању мерног инструмента (дилатомера D2), те ови подаци нису узимани у обзир у анализи резултата дилатација у затегнутом бетону.



Слика 5.33 – Дилатације у челичној арматури модела I-2, мерене на MT1 и MT2

Дијаграм дилатација у затегнутој челичној арматури (MT1) приказује линеарне и занемарљиво мале дилатације до тренутка појаве прелина (сила приближно 20кN). Након појаве прелина ове дилатације расту нелинеарно до лома носача. Дилатације у притиснутој челичној арматури (MT2) развијају се линеарно до отказа носивости носача.



Слика 5.34 – Дилатације у фероцементу модела I-2, мерене на D1

Дилатације у фероцементу (D1), уз мања одступања на прелазу из линеарног у нелинеарно понашање (сила приближно 15кN), прате глобално понашање ојачаног носача.

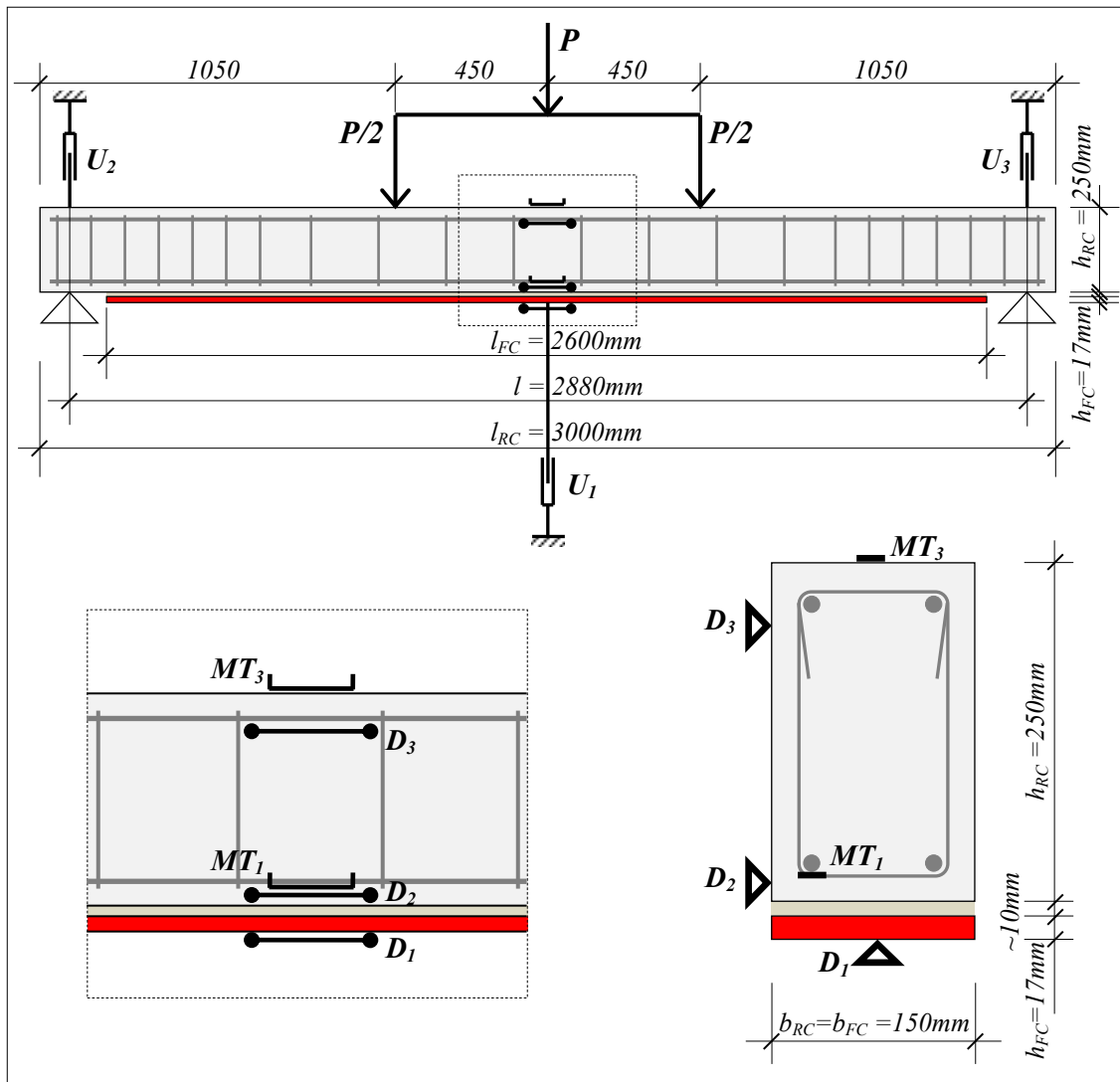
### 5.2.7. Експериментални модел I-3



Слика 5.35 – Експериментални модел I-3 пре доношења оптерећења



Слика 5.36 – Експериментални модел I-3 након фазе лома

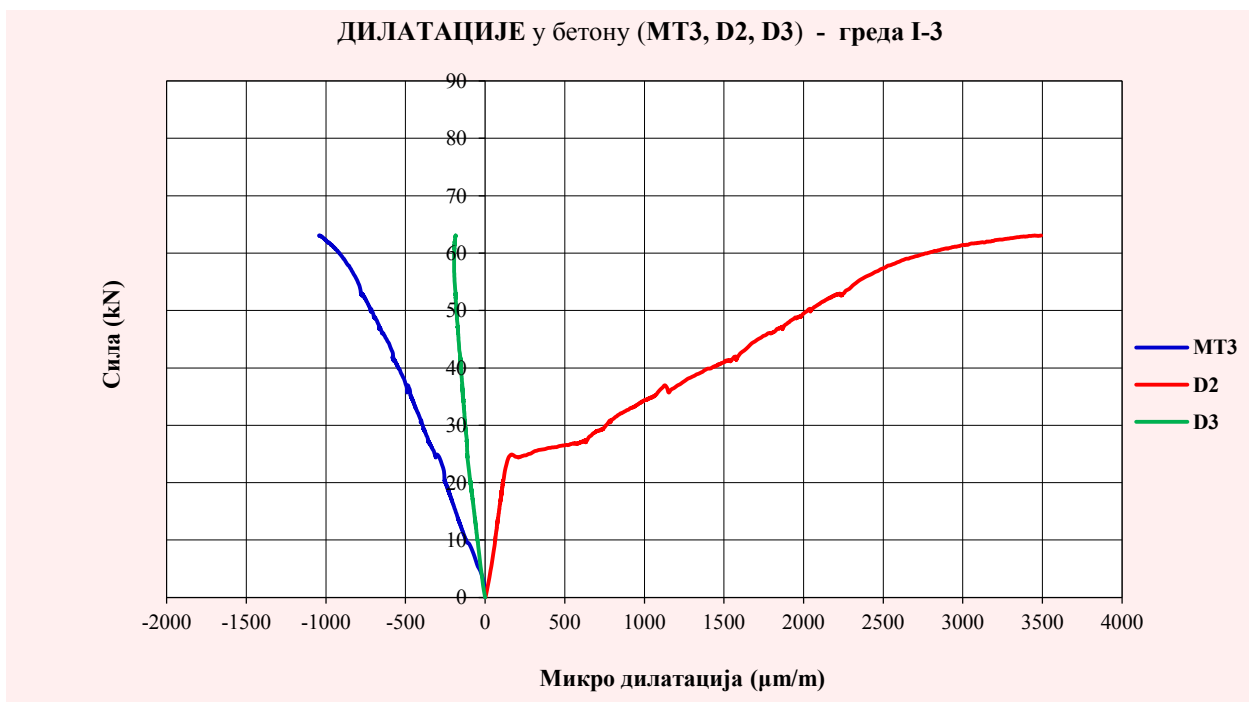


Слика 5.37 – Распоред мерних инструмената на експерименталном моделу I-3



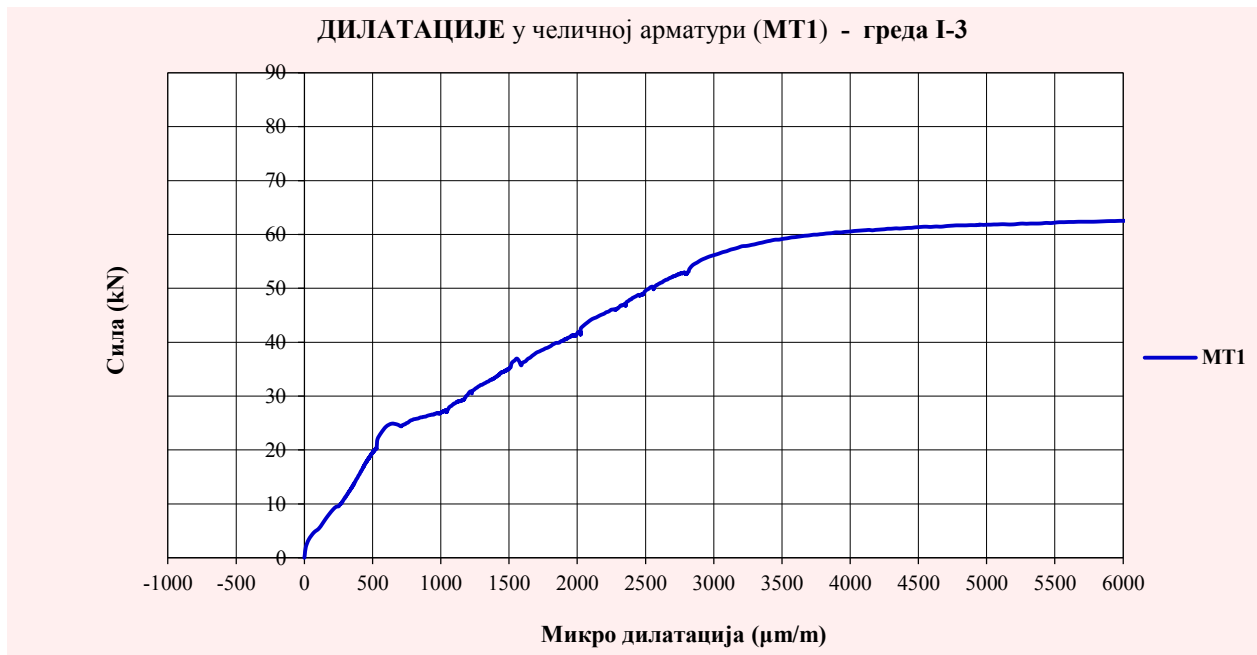
Слика 5.38 – Дијаграм угиба, мерених у половини распона модела I-3

Слично претходним моделима, на дијаграму угиба уочава се линеарно понашање ојачаног носача до појаве првих прслина (сила приближно  $23kN$ ), нелинеарно понашање од појаве првих прслина до појаве течења у челичној арматури (сила приближно  $58kN$ ) и изразито нелинеарно понашање од појаве течења у челичној арматури до појаве лому (сила приближно  $63kN$ ).



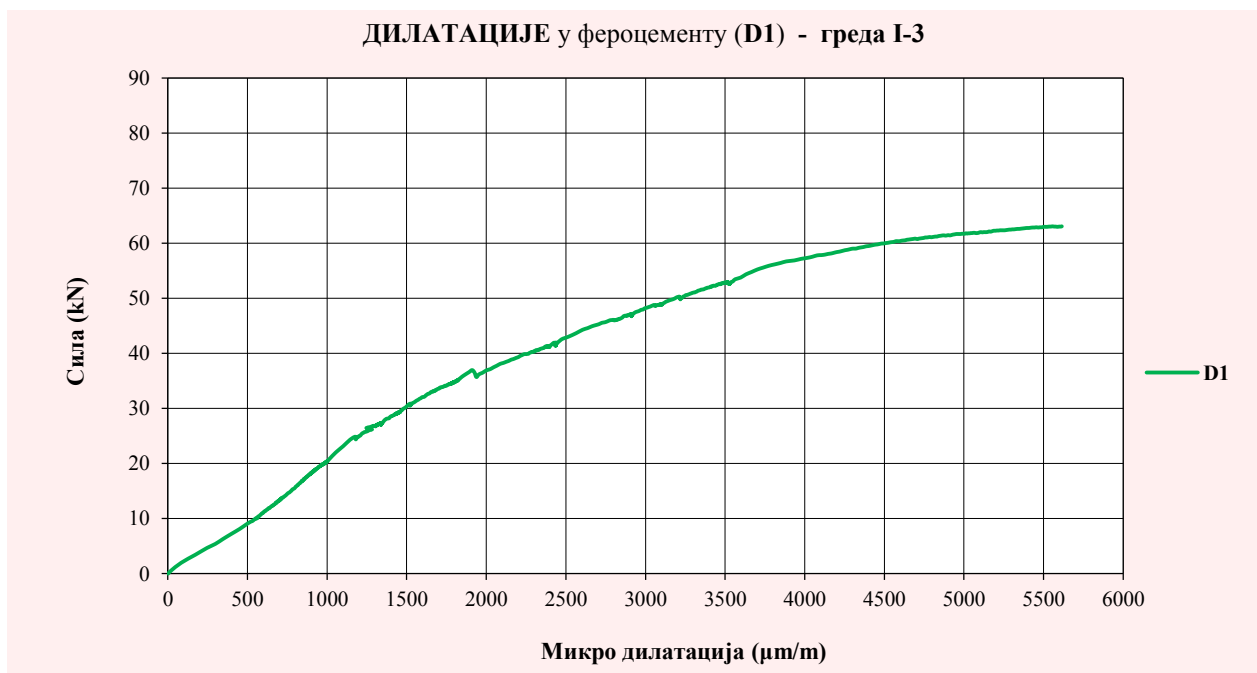
Слика 5.39 – Дилатације у бетону модела I-3, мерене на MT3, D2 и D3

У интервалу еластичног понашања, дилатације у притиснутом бетону (MT3 и D3) су линеарне и веома мале, а надаље имају континуални ток до лому носача. Дилатације у затегнутом бетону (D2) линеарне су до појаве прслина у бетону (сила приближно  $23kN$ ), а затим нелинеарно расту до отказа носивости носача.



Слика 5.40 – Дилатације у челичној арматури модела I-3, мерене на MT1

Дијаграм дилатација у затегнутој челичној арматури (MT1) приказује линеарне и релативно мале дилатације до тренутка појаве прелина (сила приближно 23кN). Након појаве прелина дилатације расту нелинеарно до лома носача.



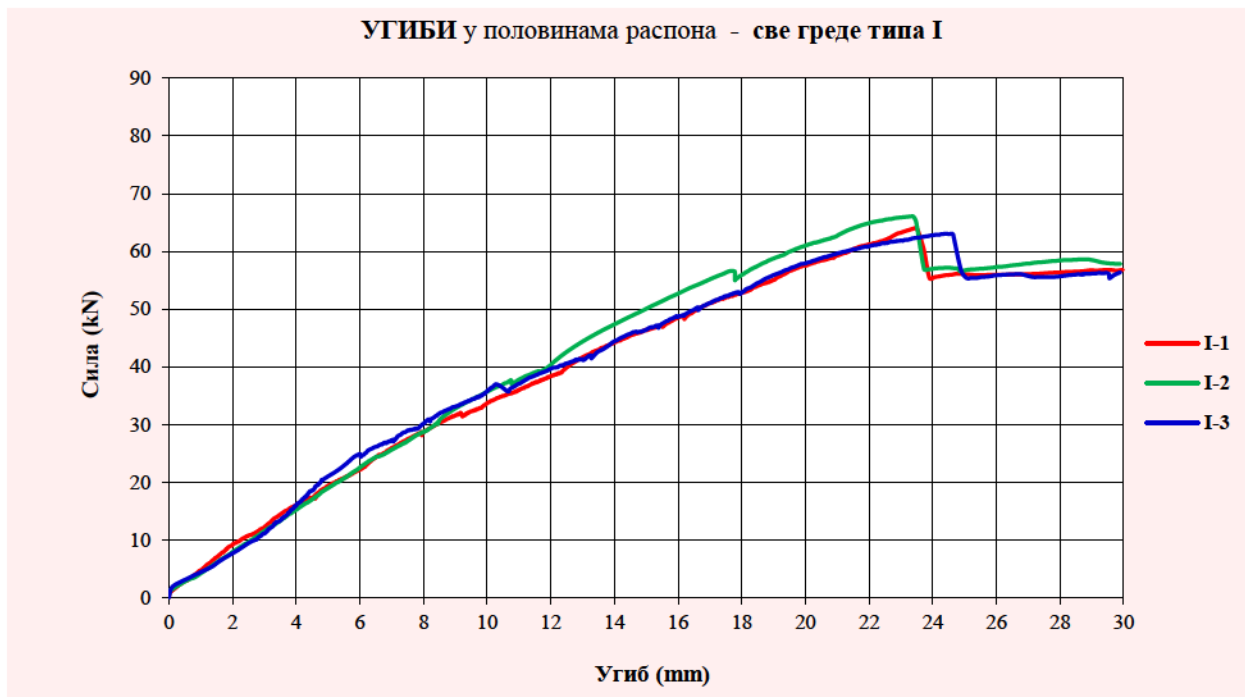
Слика 5.41 – Дилатације у фeroцементу модела I-3, мерене на D1

На дијаграму дилатација фeroцемента (D1) може се уочити фаза линеарног развоја до тренутка појаве прелина (сила приближно 12кN). Након тога присутан је нелинеарни пораст дилатација до појаве лома (сила приближно 63кN).



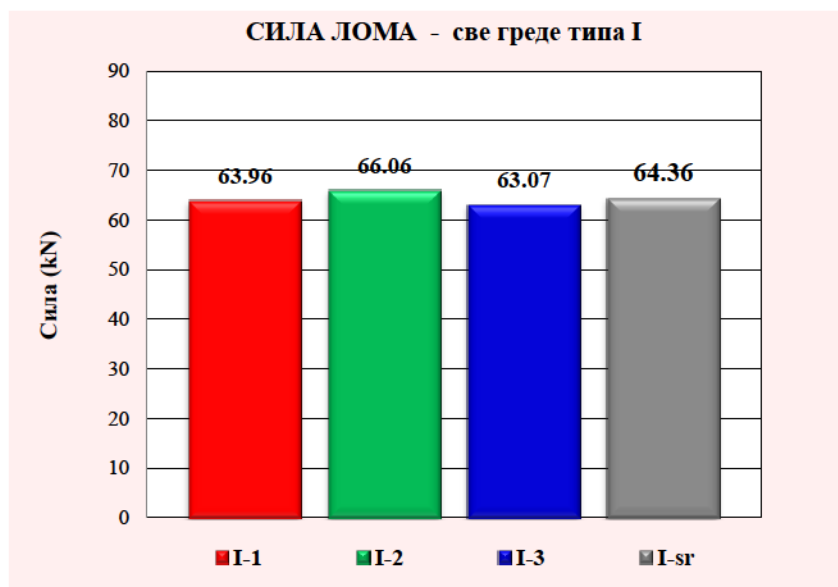
### 5.2.8. Експериментални модели типа I

Експериментални модели I-1, I-2 и I-3 у току наношења оптерећења до фазе лома имали су слично понашање. Није било већих међусобних одступања мерених величина. Анализирањем угиба приказује се готово идентично понашање сва три носача типа I, што је приказано на слици 5.42.



Слика 5.42 – Дијаграми угиба, мерених у половинама распона модела серије I

Интензитет оптерећења, које је изазивало лом носача типа I, илустрован је на слици 5.43, а на основу очитаних резултата срачуната је средња вредност силе лома за ову серију.



Слика 5.43 – Силе лома, измерене на моделима серије I

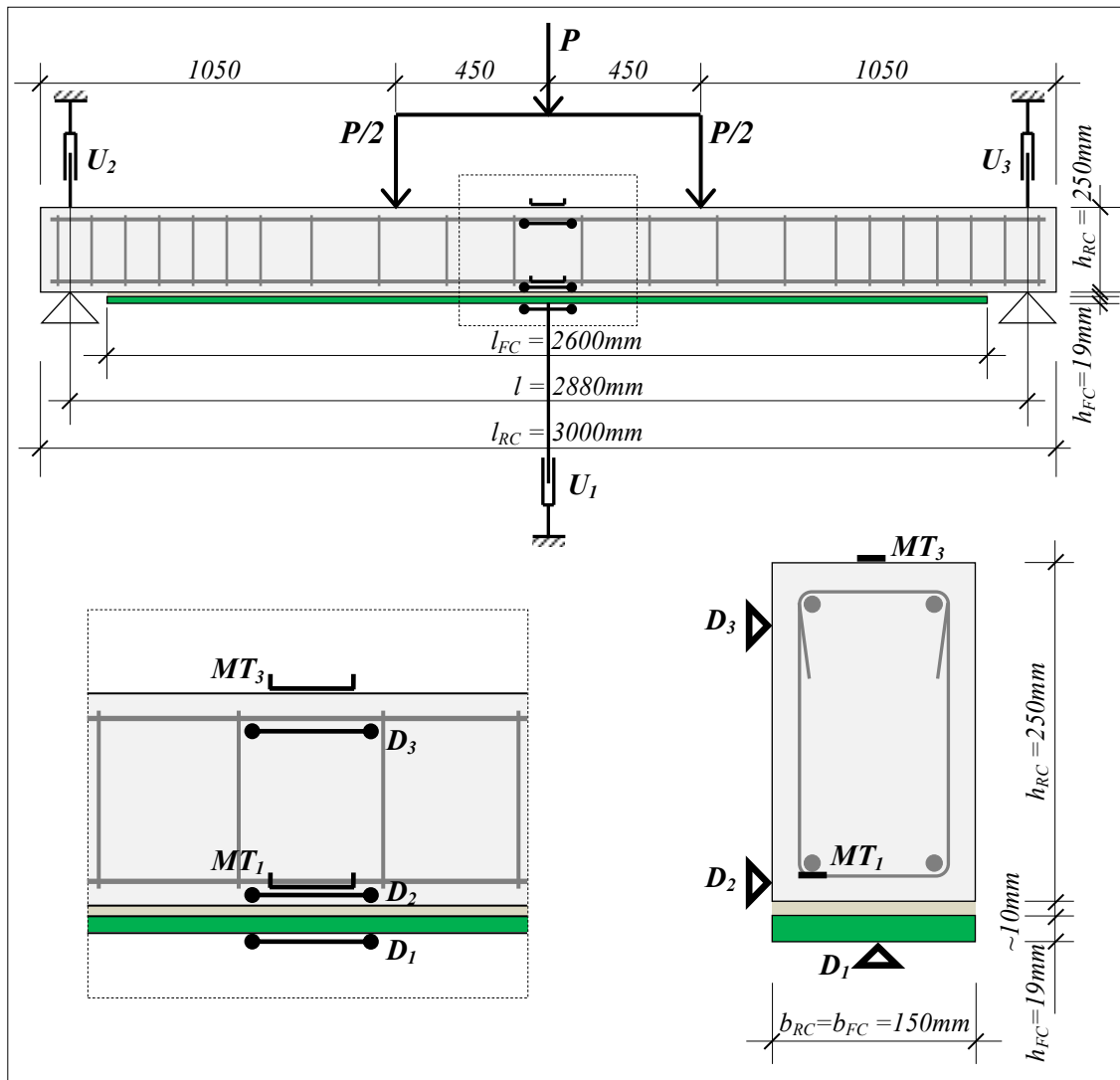
### 5.2.9. Експериментални модел II-1



Слика 5.44 – Експериментални модел II-1 пре доношења оптерећења



Слика 5.45 – Експериментални модел II-1 након фазе лома

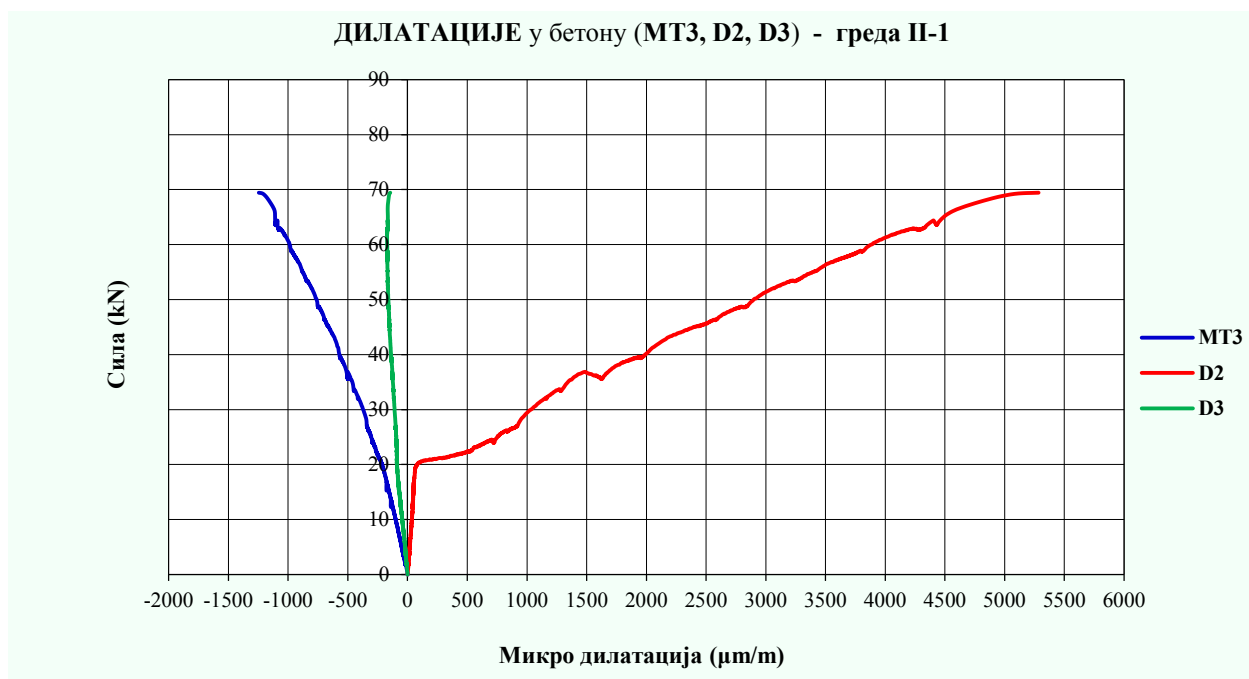


Слика 5.46 – Распоред мерних инструмената на експерименталном моделу II-1



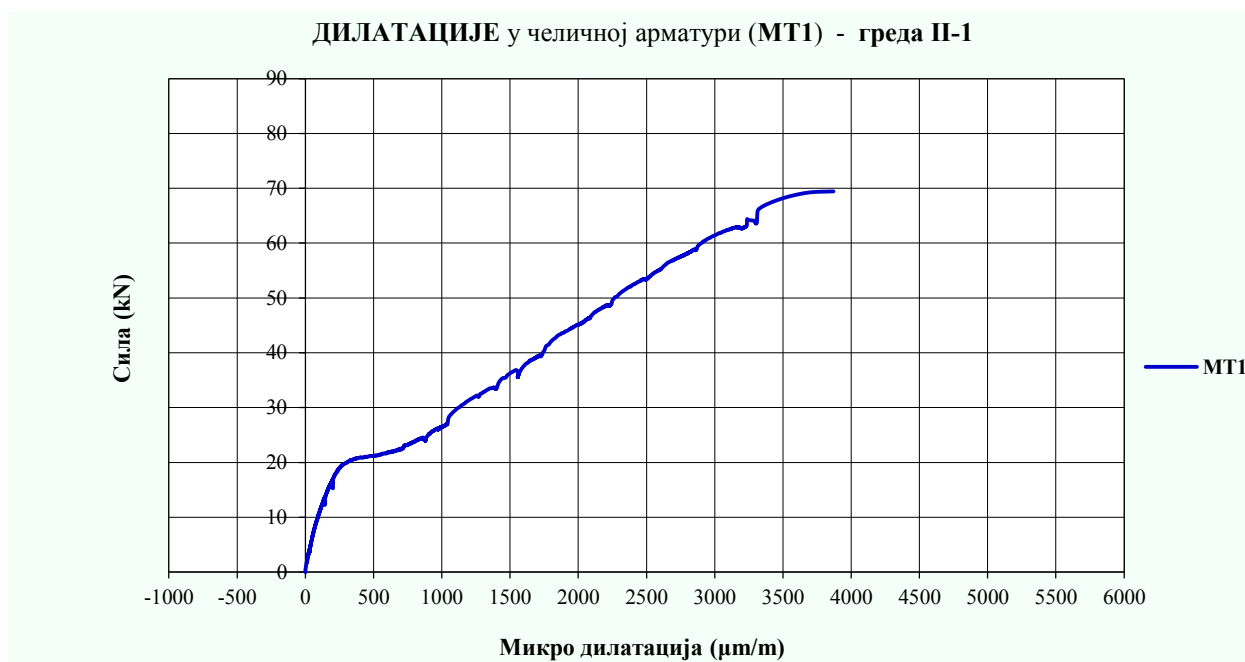
Слика 5.47 – Дијаграм угиба, мерених у половини распона модела II-1

На дијаграму угиба уочава се линеарно понашање ојачаног носача до појаве првих прслина (сила приближно  $21\text{kN}$ ), нелинеарно понашање од појаве првих прслина до појаве течења у челичној арматури (сила приближно  $64\text{kN}$ ) и изразито нелинеарно понашање од појаве течења у челичној арматури до појаве лома (сила приближно  $69\text{kN}$ ).



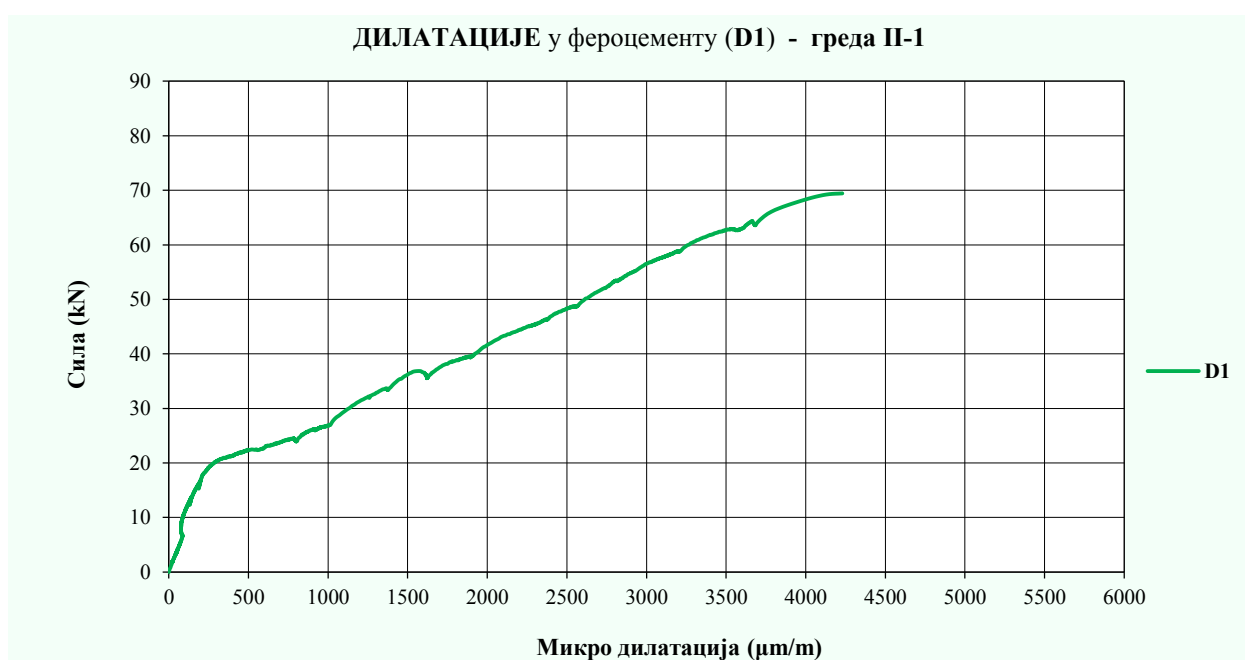
Слика 5.48 – Дилатације у бетону модела II-1, мерене на MT3, D2 и D3

У интервалу еластичног понашања, дилатације у притиснутом бетону (MT3 и D3) су линеарне и веома мале, а надаље имају континуални ток до лома носача. Дилатације у затегнутом бетону (D2) линеарне су до појаве прслина у бетону (сила приближно  $21\text{kN}$ ), а затим нелинеарно расту до отказа носивости носача.



Слика 5.49 – Дилатације у челичној арматури модела II-1, мерене на MT1

Дијаграм дилатација у затегнутој челичној арматури (MT1) приказује линеарне и занемарљиво мале дилатације до тренутка појаве прелина (сила приближно 21кN). Након појаве прелина дилатације у челичној арматури расту нелинеарно до лома носача.



Слика 5.50 – Дилатације у фeroцементу модела II-1, мерене на D1

Дијаграм дилатација фeroцемента сличан је са дијаграмом дилатација затегнутог бетона, са том разликом да је граница еластичног понашања фeroцемента нижа (сила интензитета мањег од 20кN). Након тога присутан је нелинеарни развој дилатација до отказа носивости носача.

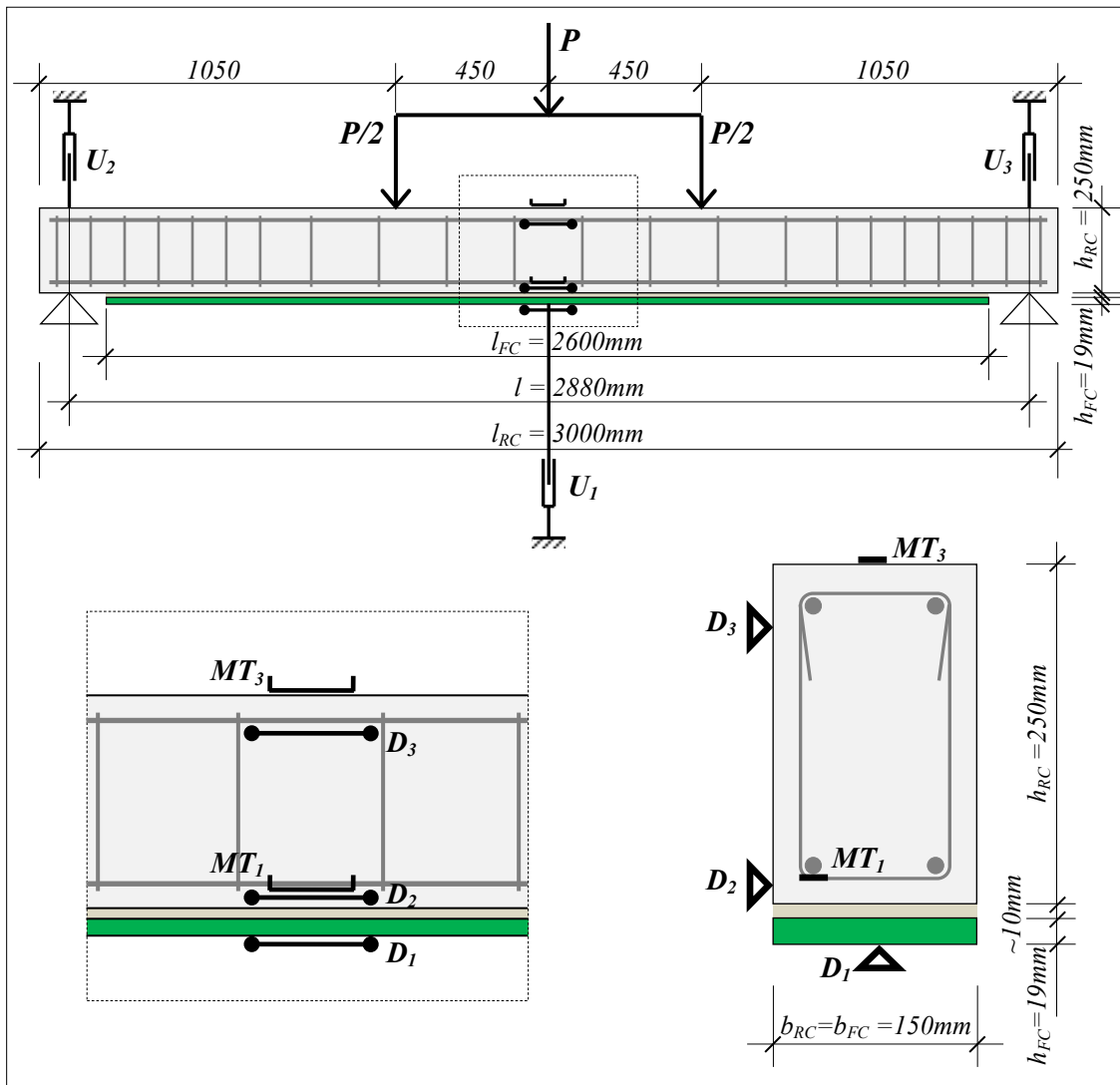
### 5.2.10. Експериментални модел II-2



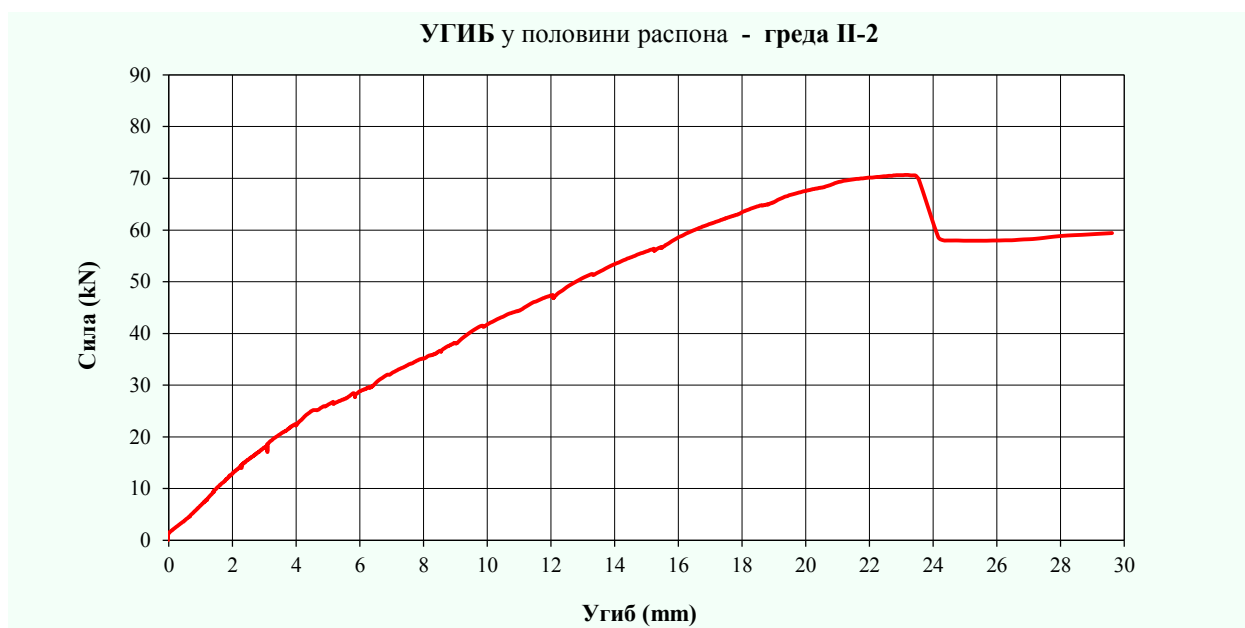
Слика 5.51 – Експериментални модел II-2 пре наносења оптерећења



Слика 5.52 – Експериментални модел II-2 након фазе лома

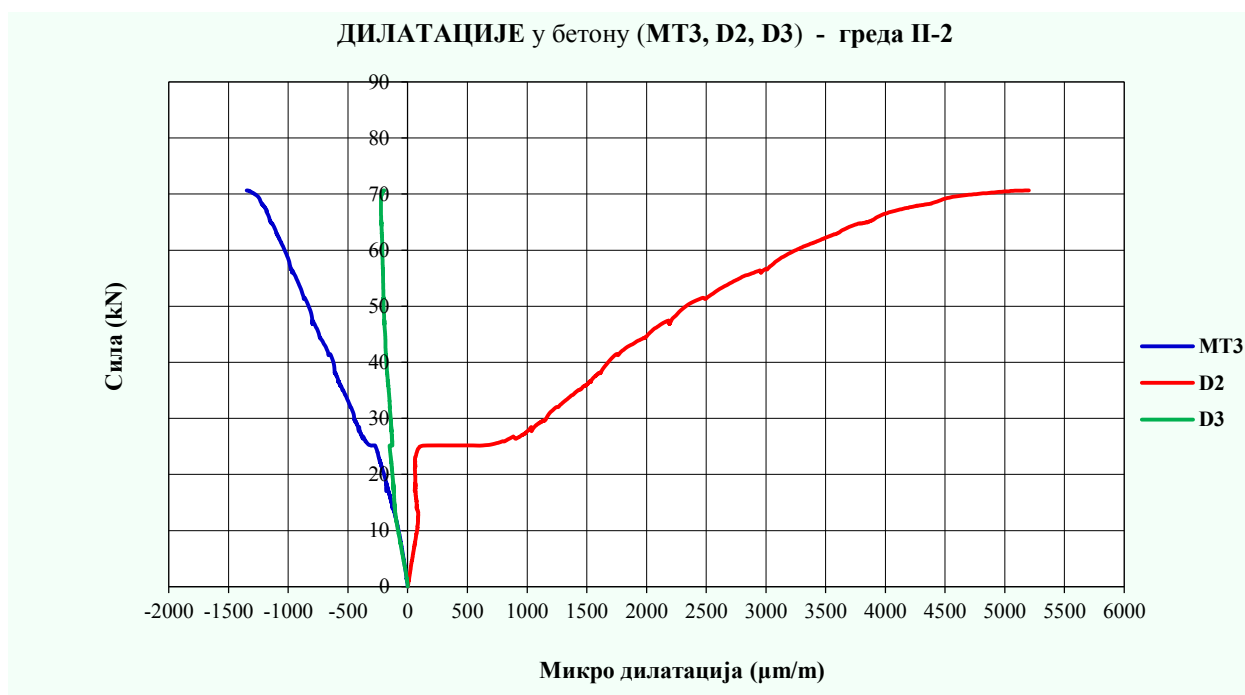


Слика 5.53 – Распоред мерних инструмената на експерименталном моделу II-2



Слика 5.54 – Дијаграм угиба, мерених у половини распона модела II-2

Дијаграм угиба овог модела приказује такође три карактеристичне фазе развоја угиба у зависности од интензитета оптерећења: фазу линеарног прираштаја угиба до појаве првих прслина (сила приближно  $25kN$ ), фазу нелинеарног раста угиба до појаве течења у арматури (сила приближно  $67kN$ ), те фазу јако нелинеарног раста угиба до лома носача (сила приближно  $71kN$ ).



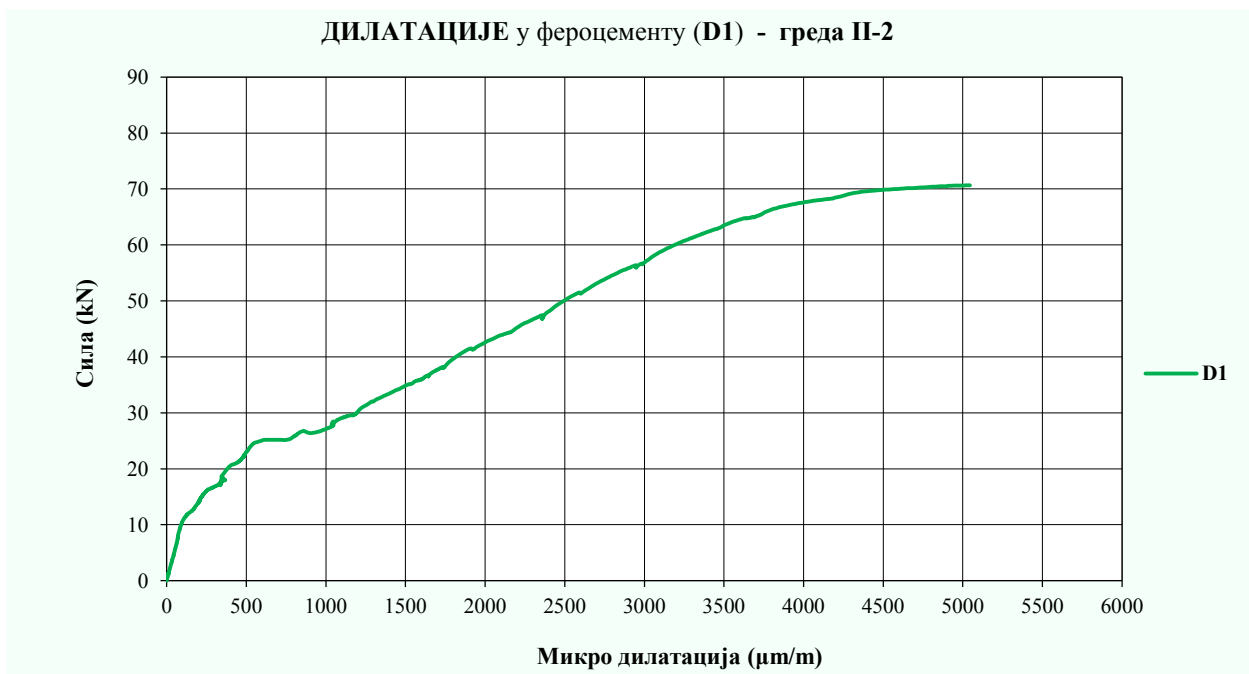
Слика 5.55 – Дилатације у бетону модела II-2, мерене на MT3, D2 и D3

Дилатације у притиснутом бетону (MT3 и D3) су линеарне и веома мале у зони еластичног понашања модела, а затим имају континуални ток до тренутка лома. Дилатације у затегнутом бетону (D2) имају релативно линеаран развој до настанка прслина. Са развојем прслина прираштај дилатација је нелинеаран до отказа носивости греде.



Слика 5.56 – Дилатације у челичној арматури модела II-2, мерене на MT1

Дијаграм дилатација у затегнутој челичној арматури има смисла само до тренутка настанка првих прелина у бетону (еластично понашање до силе од приближно 25кN). Након тога линеарност у прираштају дилатација није могућа, па се овде ради о отказу мерне траке MT1. Приказане вредности нису разматране у анализи резултата експерименталних истраживања.



Слика 5.57 – Дилатације у фeroцементу модела II-2, мерене на D1

На дијаграму дилатација фeroцементa (D1) уочава се линеарни развој дилатација (еластично понашање) до силе интензитета приближно 11кN. Следи нелинеаран раст дилатација до тренутка лома овог експерименталног носача.

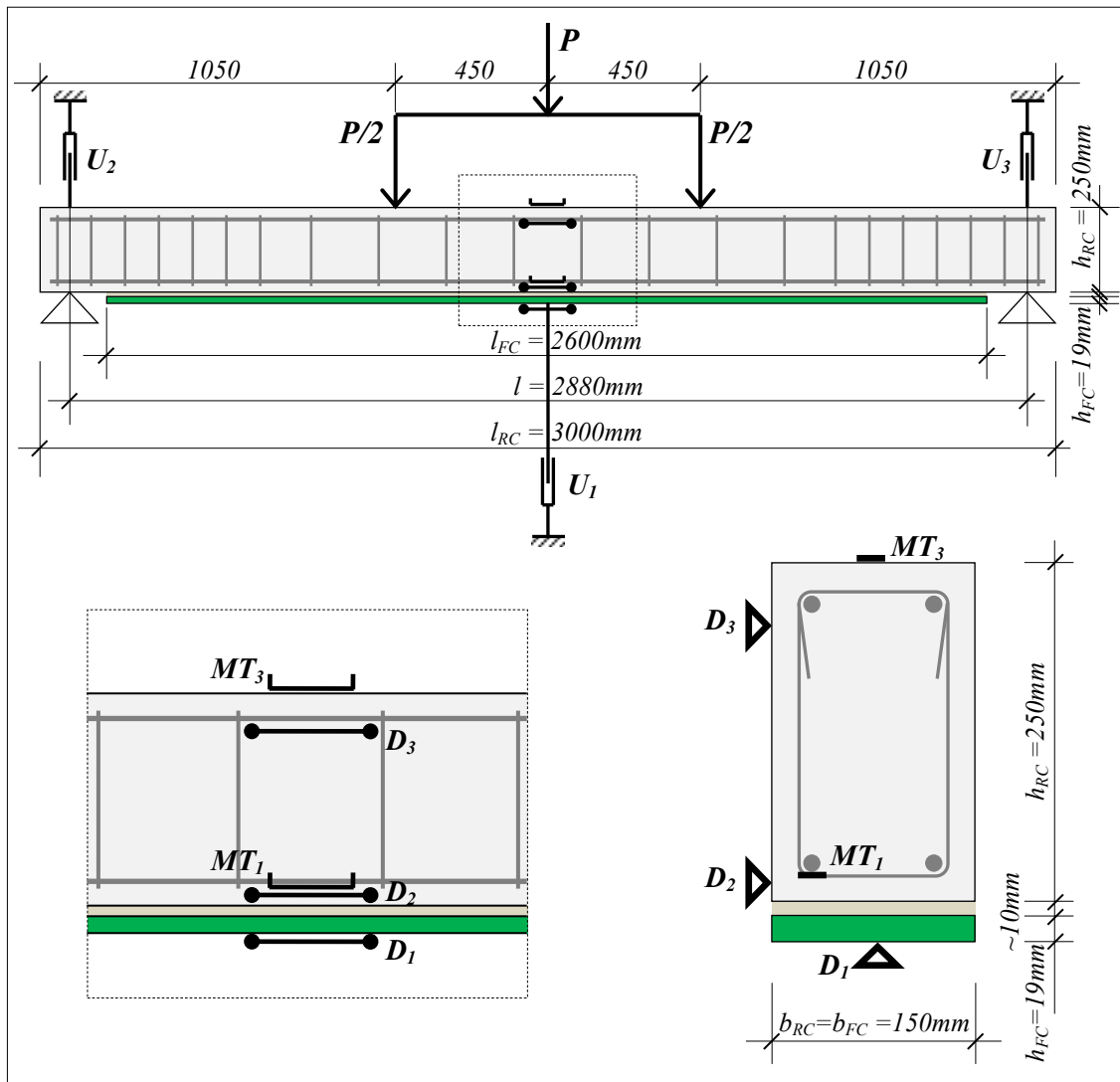
### 5.2.11. Експериментални модел П-3



Слика 5.58 – Експериментални модел П-3 пре доношења оптерећења



Слика 5.59 – Експериментални модел П-3 након фазе лома



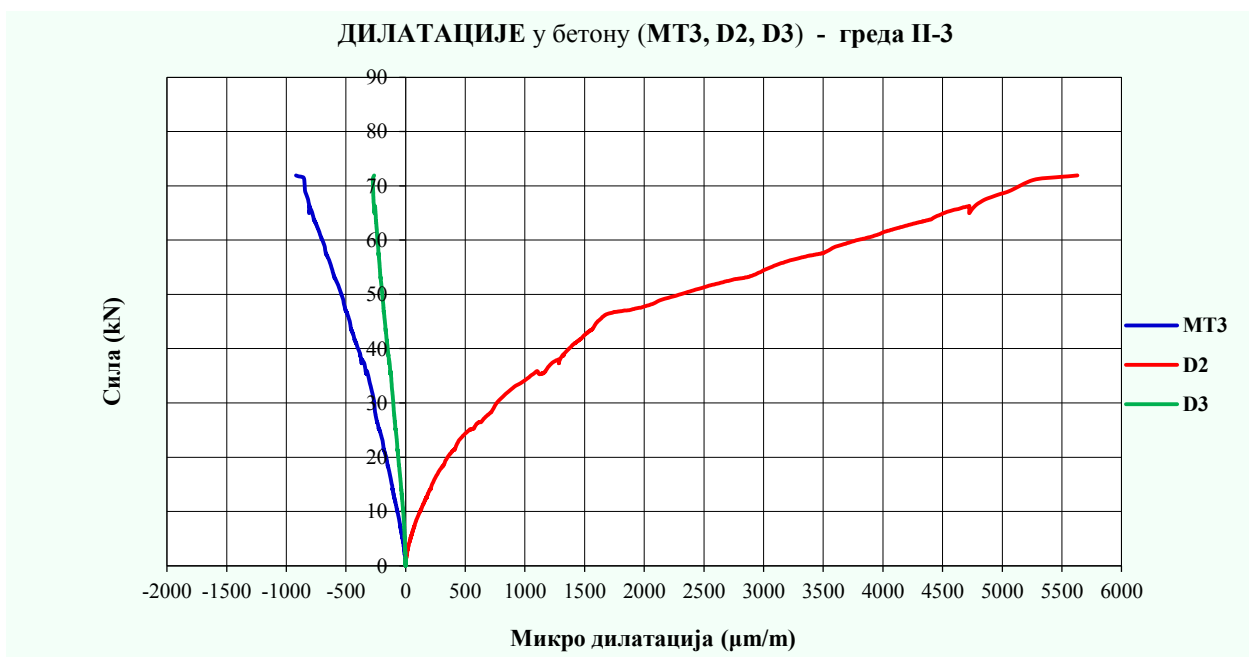
Слика 5.60 – Распоред мерних инструмената на експерименталном моделу П-3





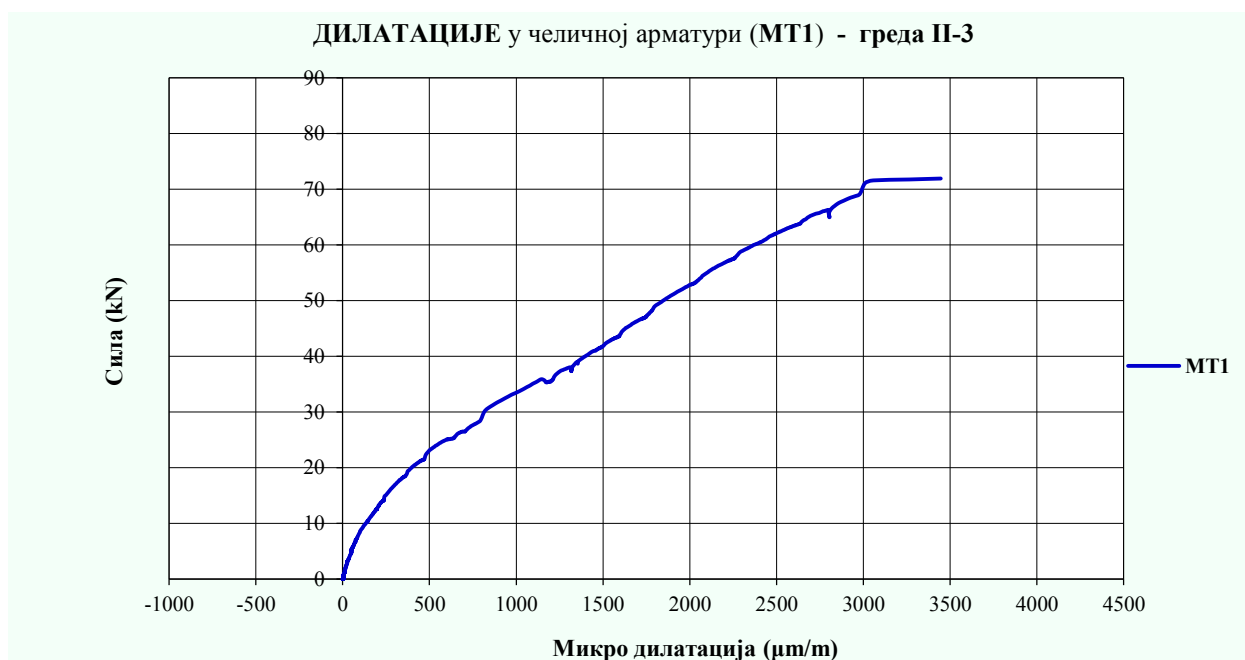
Слика 5.61 – Дијаграм угиба, мерених у половини распона модела II-3

На дијаграму угиба уочава се линеарно понашање ојачаног носача до појаве првих прелина (сила приближно  $22kN$ ), нелинеарно понашање од појаве првих прелина до појаве течења у челичној арматури (сила приближно  $67kN$ ) и изразито нелинеарно понашање од појаве течења у челичној арматури до појаве лома (сила приближно  $72kN$ ).



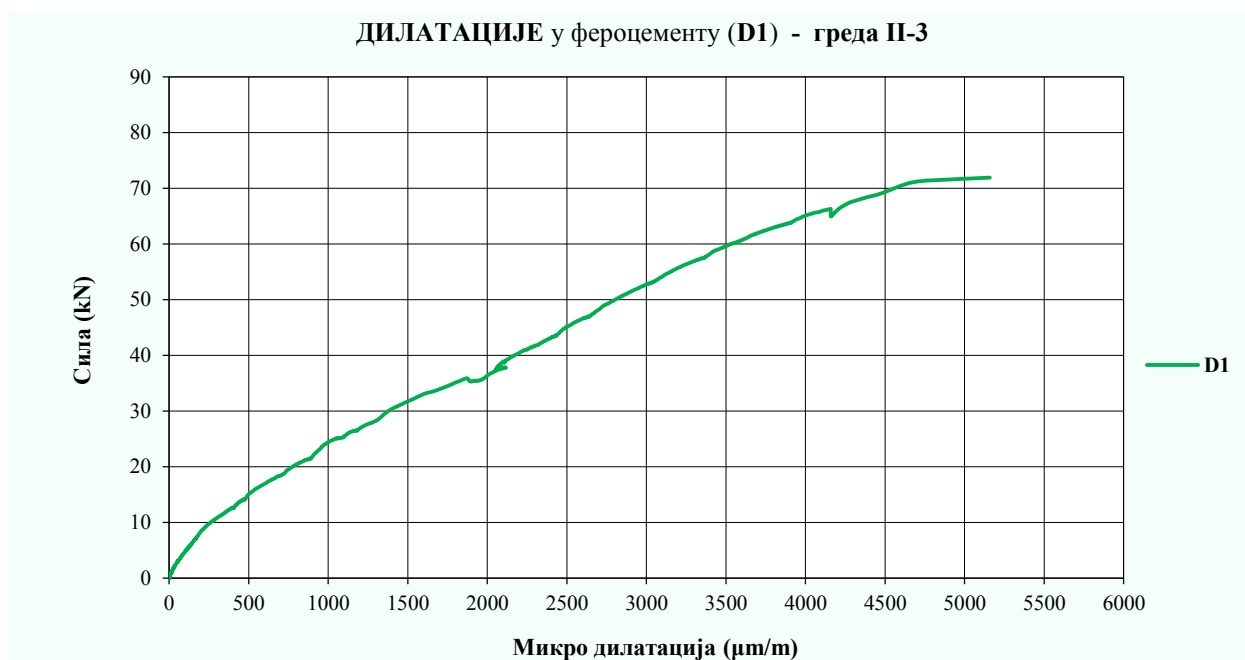
Слика 5.62 – Дилатације у бетону модела II-3, мерене на MT3, D2 и D3

Дилатације у притиснутом бетону (MT3 и D3) су линеарне и веома мале у зони еластичног понашања модела, а затим имају континуални ток до тренутка лома. Дилатације у затегнутом бетону (D2) имају фазу линеарног развоја у зони еластичног понашања носача (до силе од приближно  $22kN$ ), да би након тога нелинеарно расле до тренутка отказа носивости експерименталног модела.



Слика 5.63 – Дилатације у челичној арматури модела II-3, мерене на MT1

Дијаграм дилатација у затегнутој челичној арматури (MT1) приказује релативно линеарне и занемарљиво мале дилатације до тренутка појаве прелина (сила приближно 22kN). Након појаве прелина дилатације у челичној арматури расту нелинеарно до лома носача.

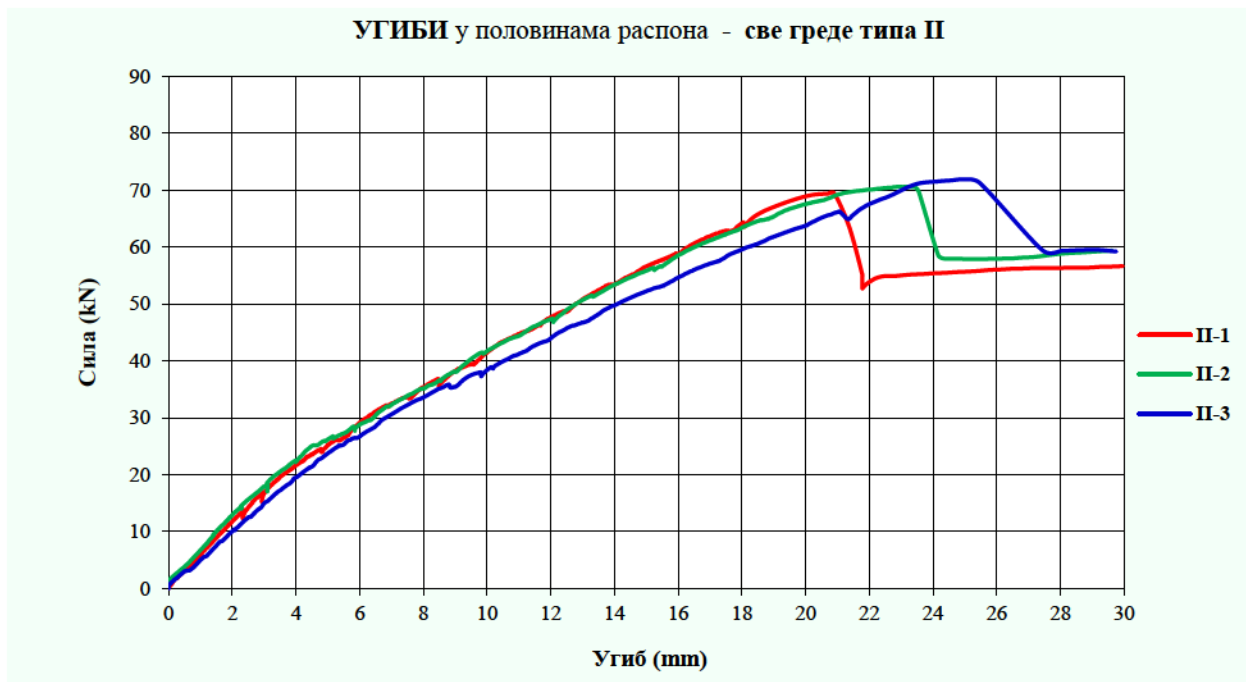


Слика 5.64 – Дилатације у фeroцементу модела II-3, мерене на D1

На дијаграму дилатација фeroцемента (D1) може се уочити фаза линеарног развоја до тренутка појаве прелина (сила приближно 11kN). Након тога присутан је нелинеарни пораст дилатација до појаве лома (сила приближно 72kN).

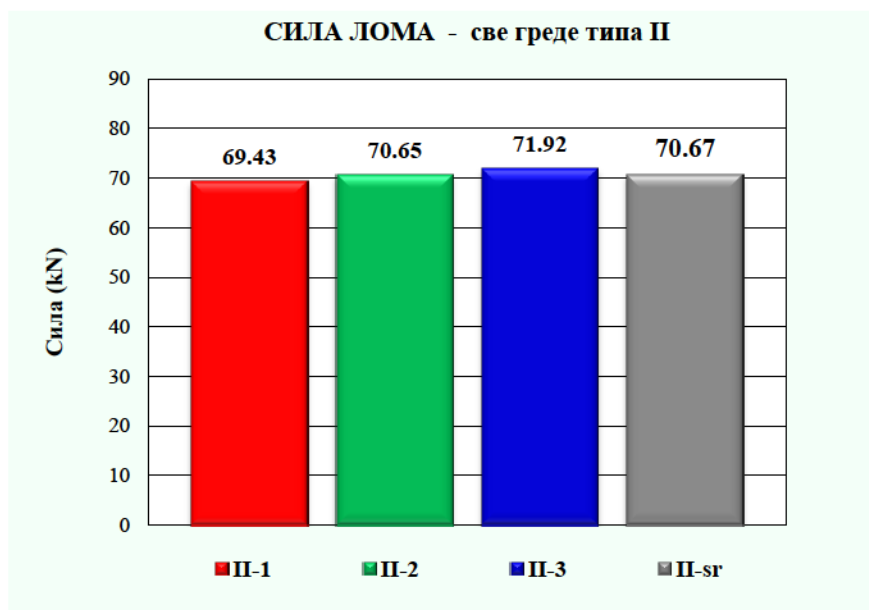
### 5.2.12. Експериментални модели типа II

Експериментални модели II-1, II-2 и II-3 у току наношења оптерећења до фазе лома приказали су слично понашање. Није било већих међусобних одступања мерених величина. Анализирањем угиба уочава се униформно понашање сва три носача типа II, што је приказано на слици 5.65.



Слика 5.65 – Дијаграми угиба, мерених у половинама распона модела серије II

Интензитет оптерећења, које је изазивало лом носача типа II, илустрован је на слици 5.66, а на основу очитаних резултата срачуната је средња вредност силе лома за ову серију.

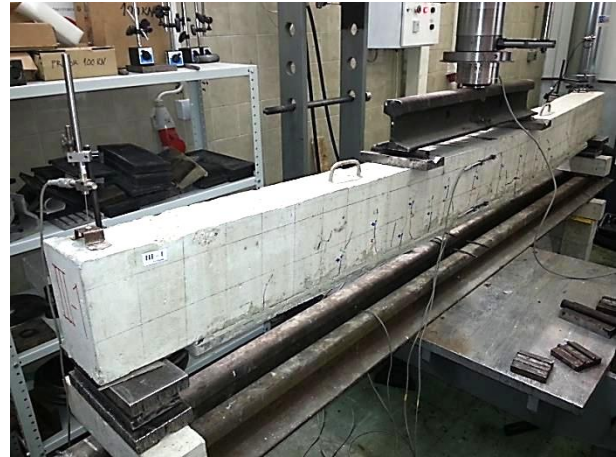


Слика 5.66 – Силе лома, измерене на моделима серије II

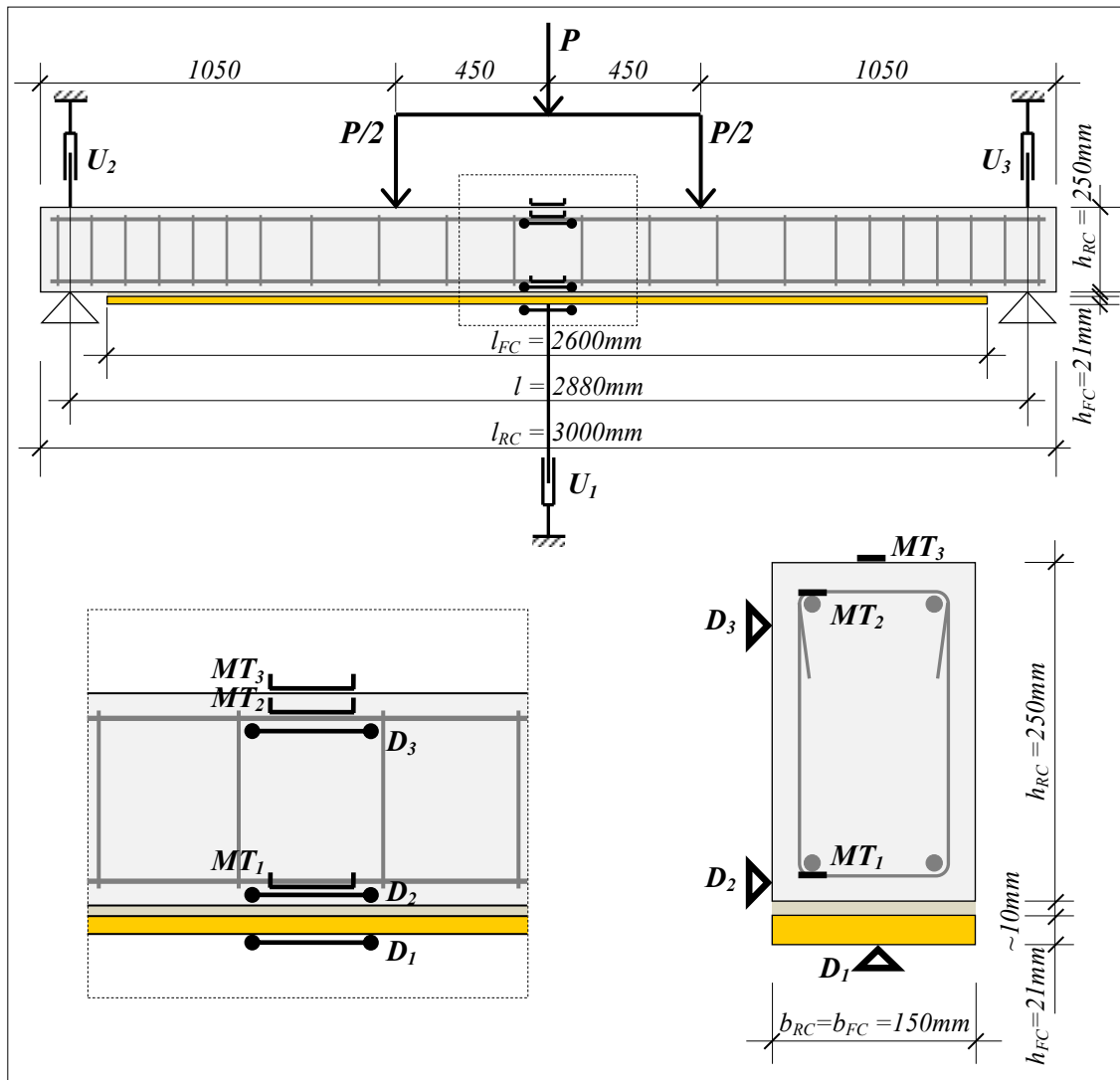
### 5.2.13. Експериментални модел III-1



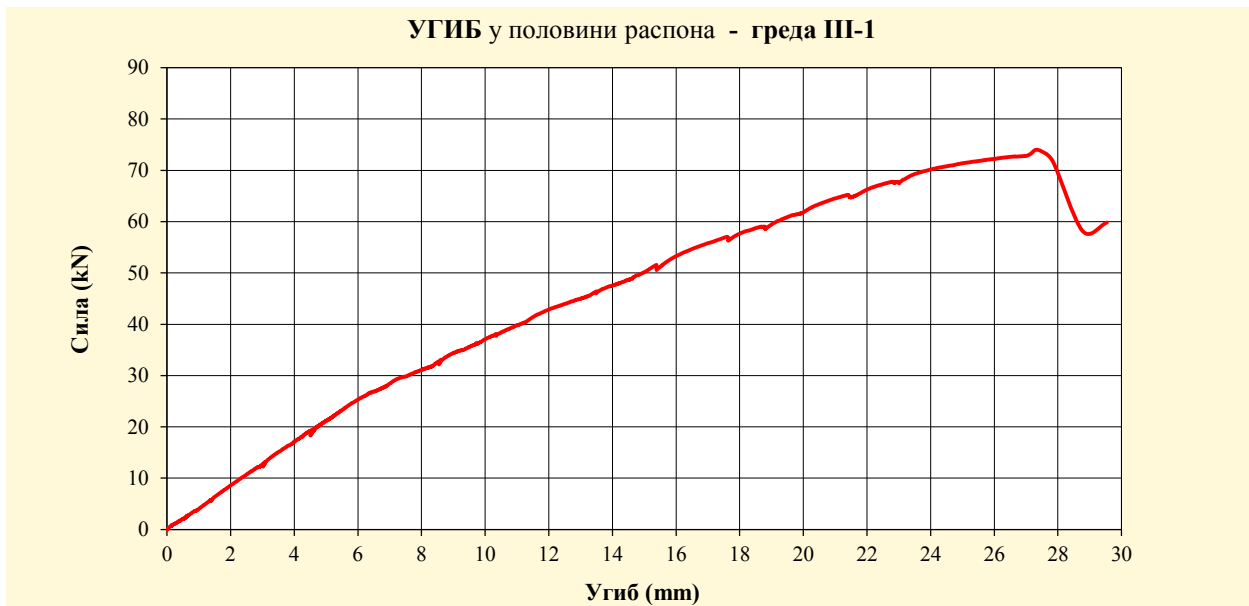
Слика 5.67 – Експериментални модел III-1 пре доношења оптерећења



Слика 5.68 – Експериментални модел III-1 након фазе лома

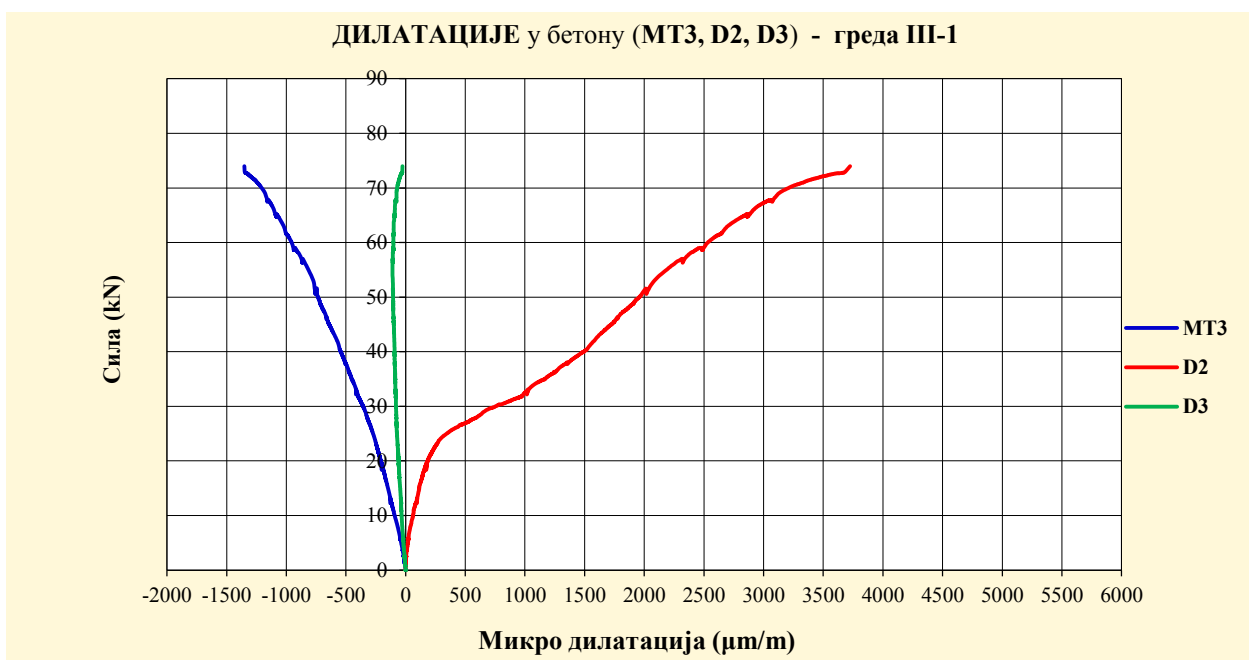


Слика 5.69 – Распоред мерних инструмената на експерименталном моделу III-1



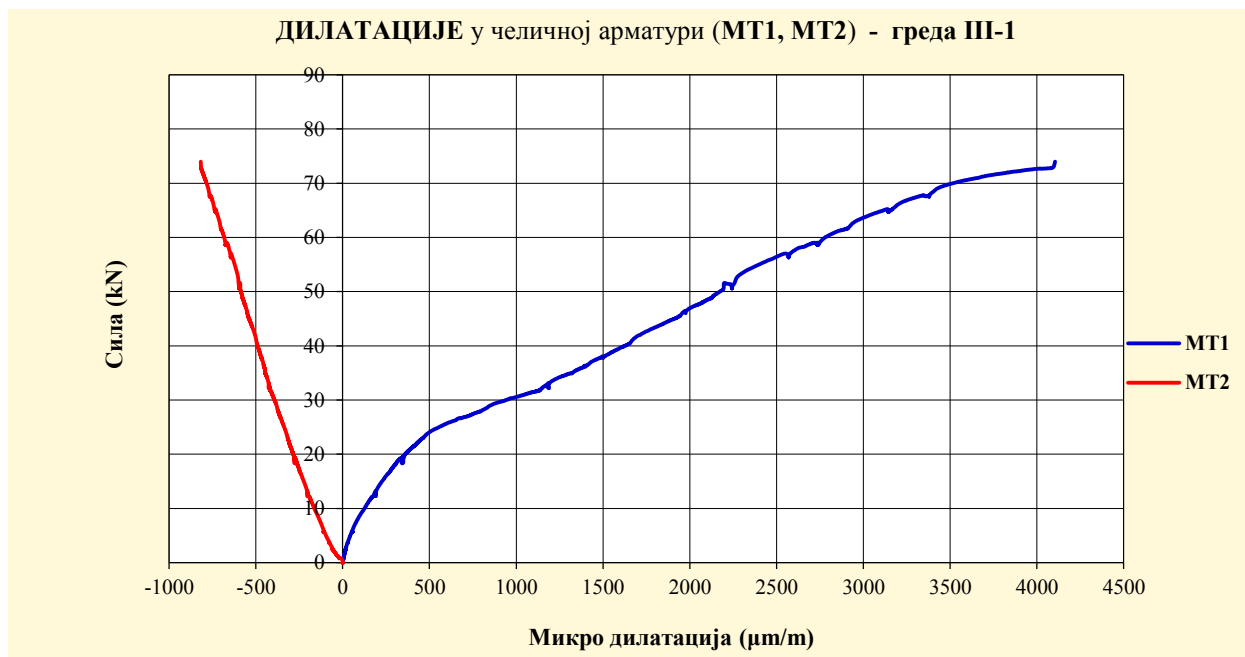
Слика 5.70 – Дијаграм угиба, мерених у половини распона модела III-1

На дијаграму угиба уочава се линеарно понашање ојачаног носача до појаве првих прелина (сила приближно  $23kN$ ), нелинеарно понашање од појаве првих прелина до појаве течења у челичној арматури (сила приближно  $69kN$ ) и изразито нелинеарно понашање од појаве течења у челичној арматури до појаве лома (сила приближно  $74kN$ ).



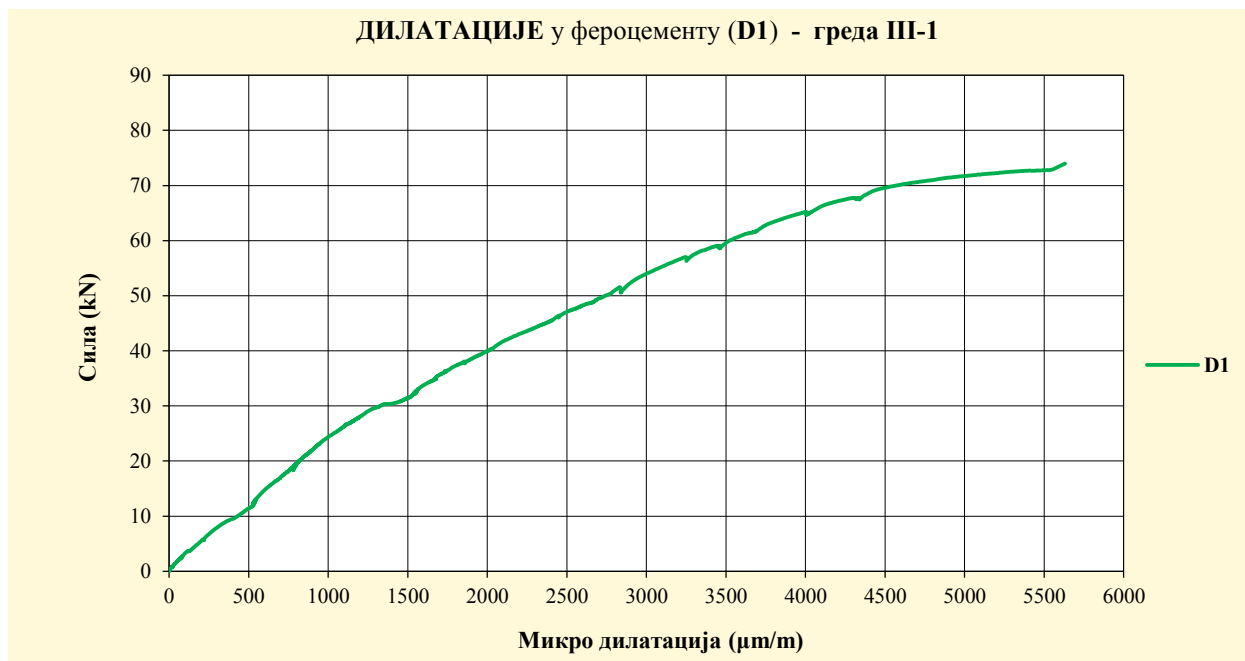
Слика 5.71 – Дилатације у бетону модела III-1, мерене на MT3, D2 и D3

У интервалу еластичног понашања, дилатације у притиснутом бетону (MT3 и D3) су линеарне и веома мале, а надаље имају континуални ток до лома носача. Дилатације у затегнутом бетону (D2) линеарне су до појаве прелина у бетону (сила приближно  $23kN$ ), а затим нелинеарно расту до отказа носивости носача.



Слика 5.72 – Дилатације у челичној арматури модела III-1, мерене на MT1 и MT2

Дијаграм дилатација у затегнутој челичној арматури (MT1) приказује линеарне и занемарљиво мале дилатације до тренутка појаве прелина (сила приближно  $23kN$ ). Након појаве прелина ове дилатације расту нелинеарно до лома носача. Дилатације у притиснутој челичној арматури (MT2) развијају се линеарно до отказа носивости носача.



Слика 5.73 – Дилатације у фeroцементу модела III-1, мерене на D1

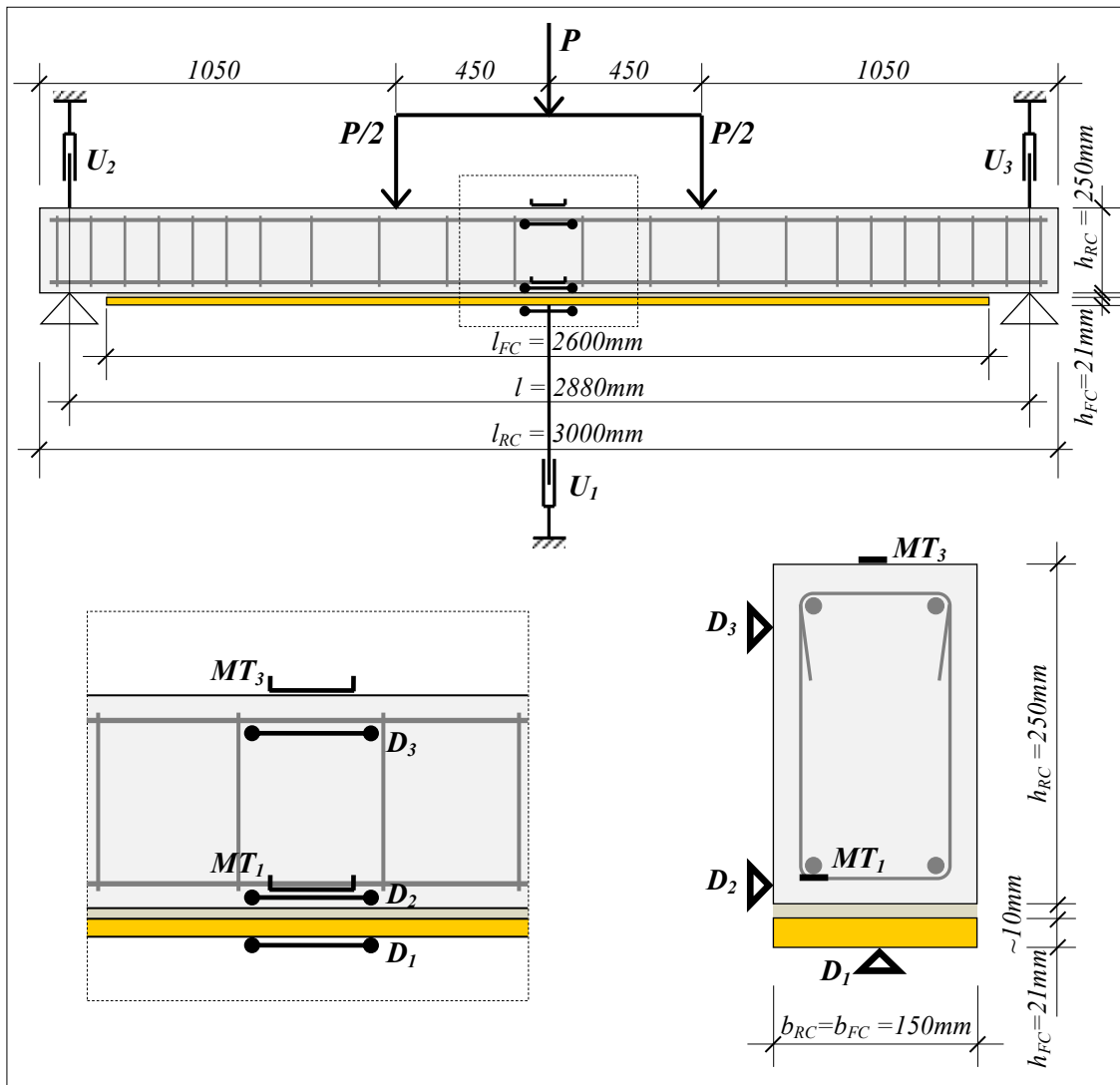
На дијаграму дилатација фeroцемента (D1) уочава се линеарни развој дилатација у домену еластичног понашања до силе интензитета приближно  $11kN$ . Следи нелинеаран раст дилатација до тренутка лома овог експерименталног носача.

### 5.2.14. Експериментални модел III-2

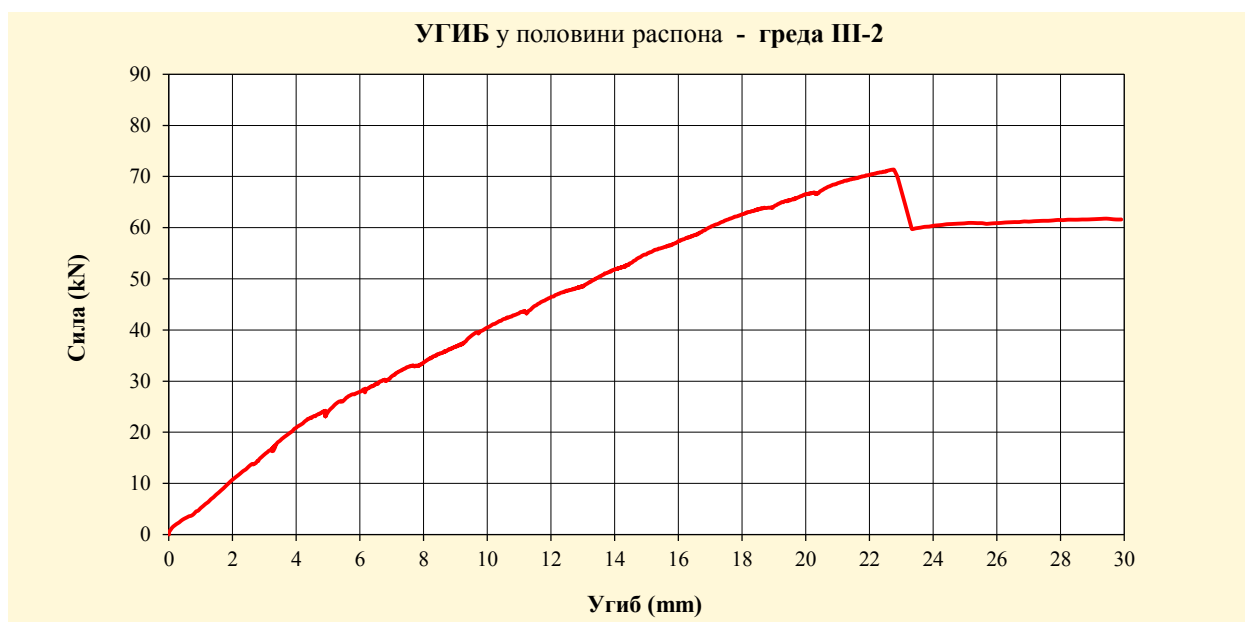


Слика 5.74 – Експериментални модел III-2 пре наносења оптерећења

Слика 5.75 – Експериментални модел III-2 након фазе лома

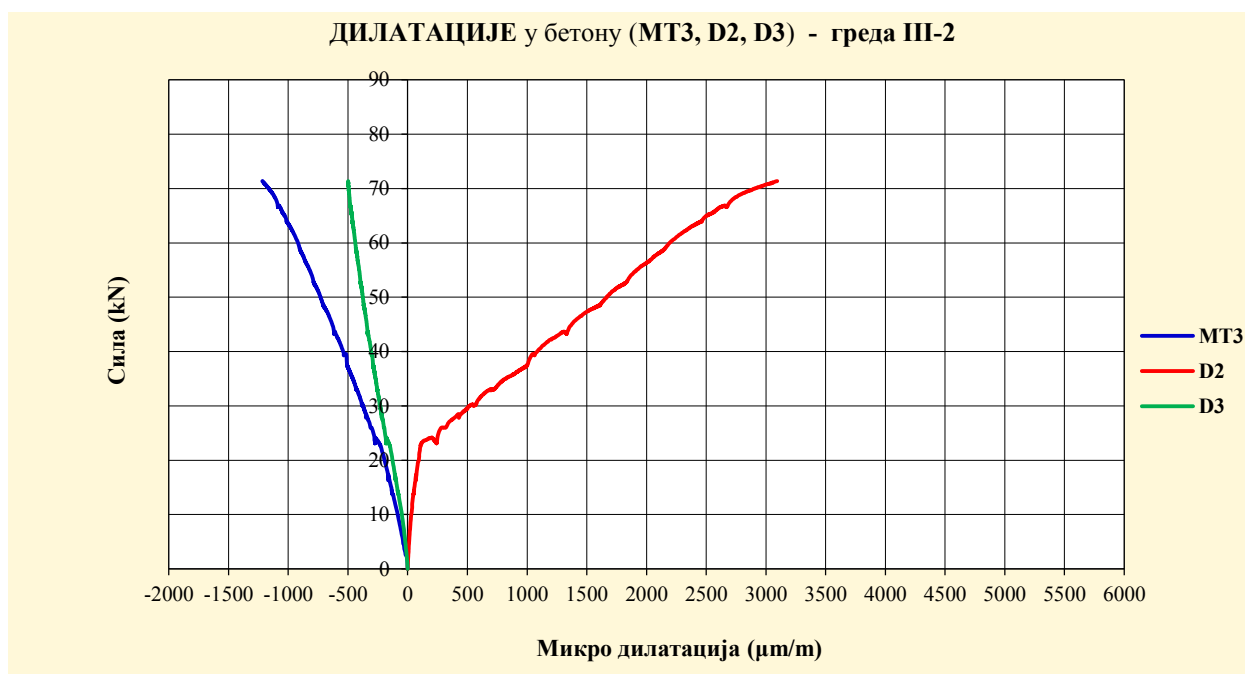


Слика 5.76 – Распоред мерних инструмената на експерименталном моделу III-2



Слика 5.77 – Дијаграм угиба, мерених у половини распона модела III-2

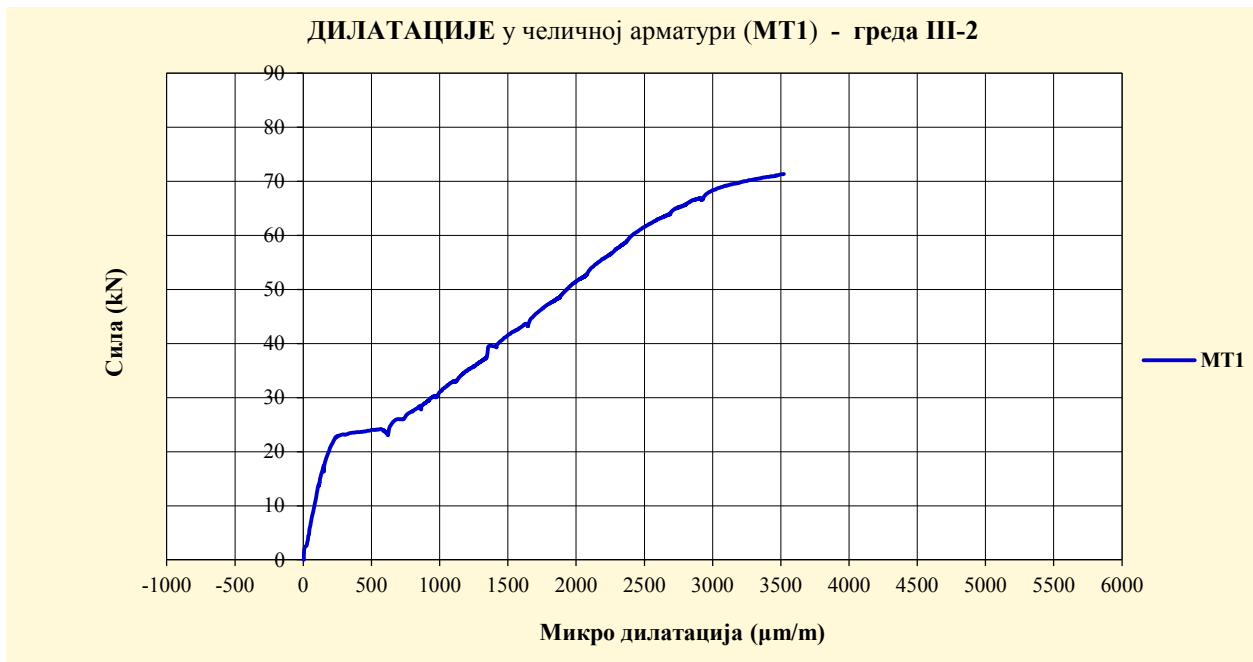
Са дијаграма угиба може се сагледати очекивано, мада не јако изражено понашање ојачаног носача под пробним оптерећењем: линеарно понашање до појаве првих прслина (сила приближно  $23kN$ ), нелинеарно понашање од појаве првих прслина до појаве течења у челичној арматури (сила приближно  $69kN$ ) и изразито нелинеарно понашање од појаве течења у челичној арматури до појаве лома (сила приближно  $71kN$ ).



Слика 5.78 – Дилатације у бетону модела III-2, мерене на MT3, D2 и D3

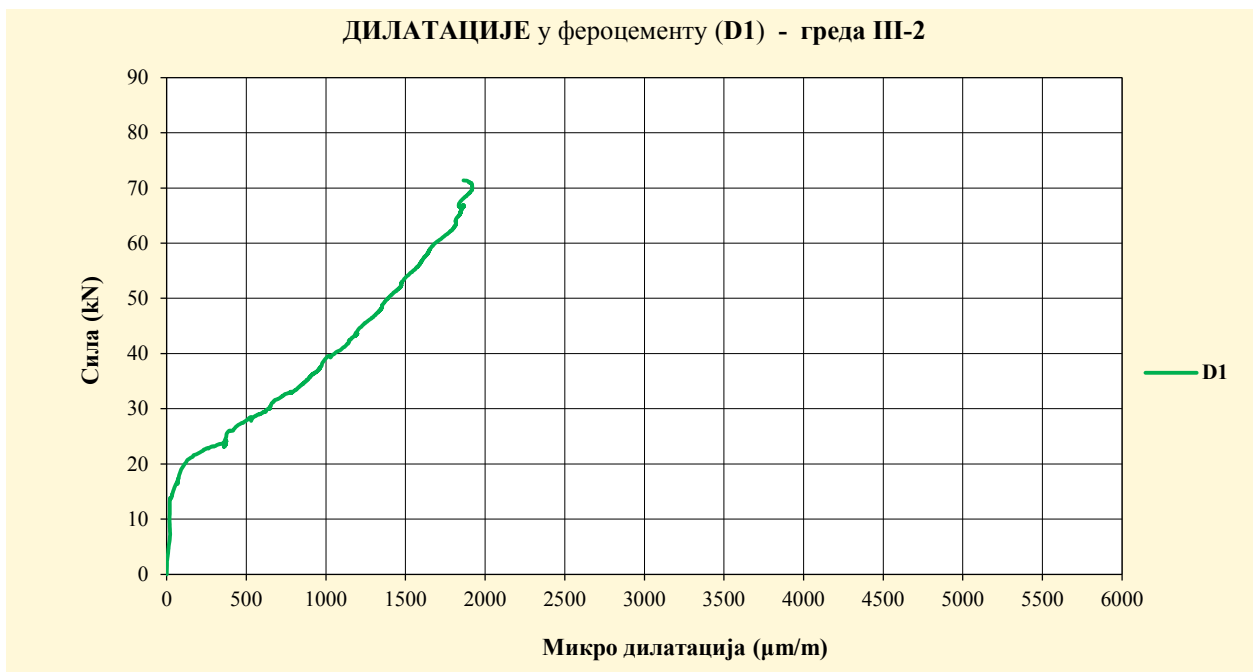
У интервалу еластичног понашања, дилатације у притиснутом бетону (MT3 и D3) су линеарне и веома мале, а надаље имају континуални ток до лома носача. Дилатације у затегнутом бетону (D2) линеарне су до појаве прслина у бетону (сила приближно  $23kN$ ), а затим нелинеарно расту до отказа носивости носача.





Слика 5.79 – Дилатације у челичној арматури модела III-2, мерене на MT1

Дијаграм дилатација у затегнутој челичној арматури (MT1) приказује линеарне и занемарљиво мале дилатације до тренутка појаве прелина (сила приближно 23kN). Након појаве прелина дилатације расту нелинеарно до лома носача.



Слика 5.80 – Дилатације у фeroцементу модела III-2, мерене на D1

На дијаграму дилатација фeroцемента (D1) може се уочити фаза линеарног развоја до тренутка појаве прелина (сила приближно 13kN). Након тога присутан је нелинеарни пораст дилатација. У последњој фази оптерећивања носача, непосредно пре појаве лома (интервал сила од приближно 63-71kN) резултати мерења нису поуздани. Разлог је деформација дилатомера, изазвана глобалном деформацијом експерименталног модела.

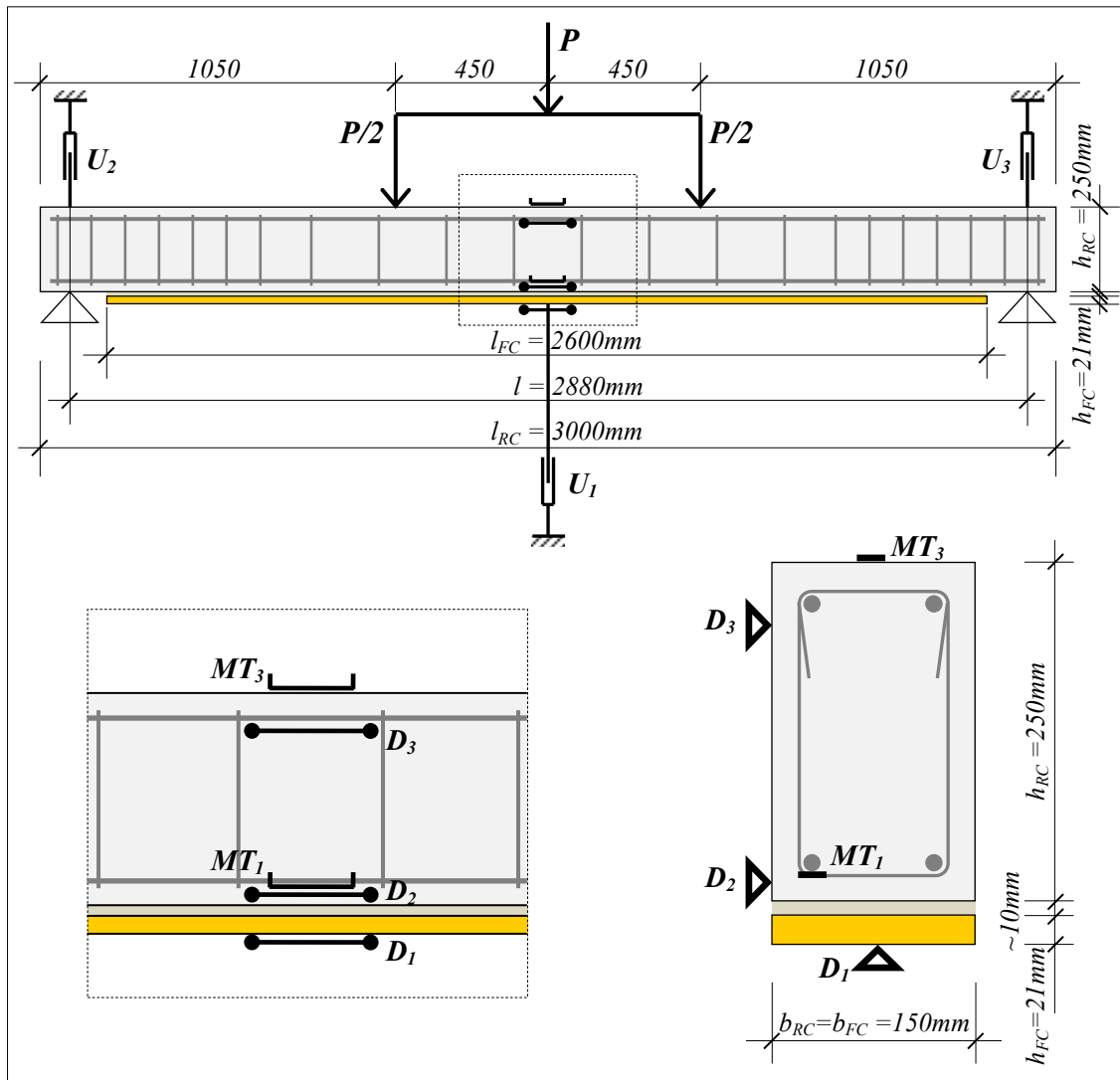
### 5.2.15. Експериментални модел III-3



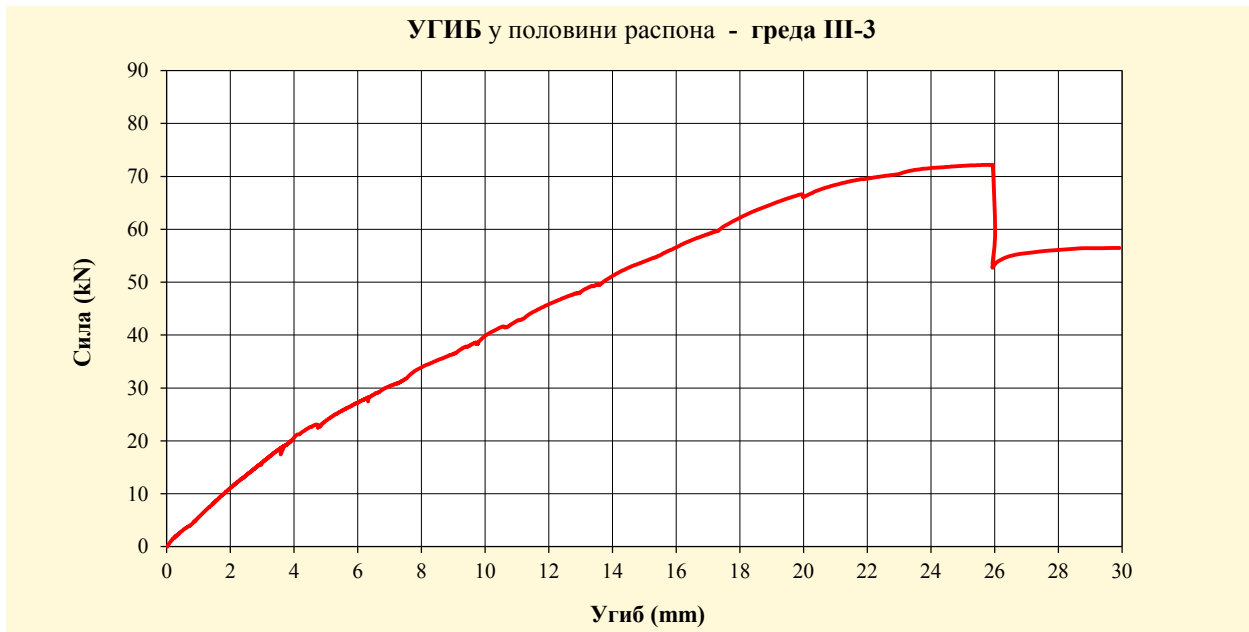
Слика 5.81 – Експериментални модел III-3 пре доношења оптерећења



Слика 5.82 – Експериментални модел III-3 након фазе лома

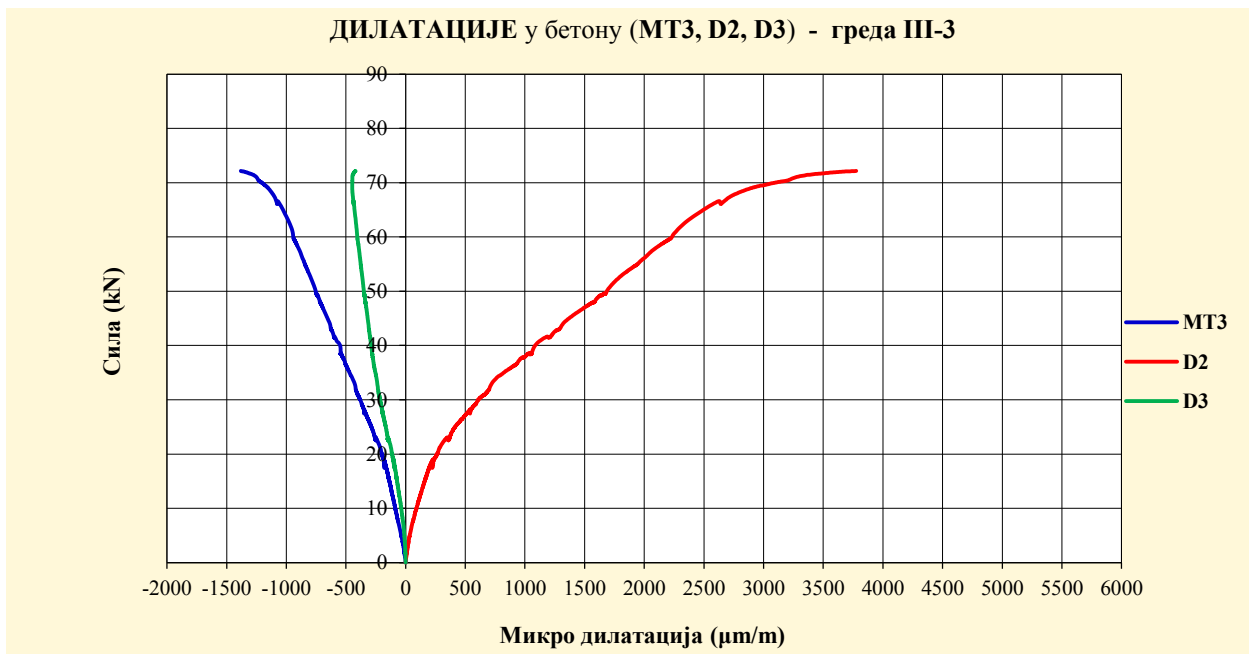


Слика 5.83 – Распоред мерних инструмената на експерименталном моделу III-3



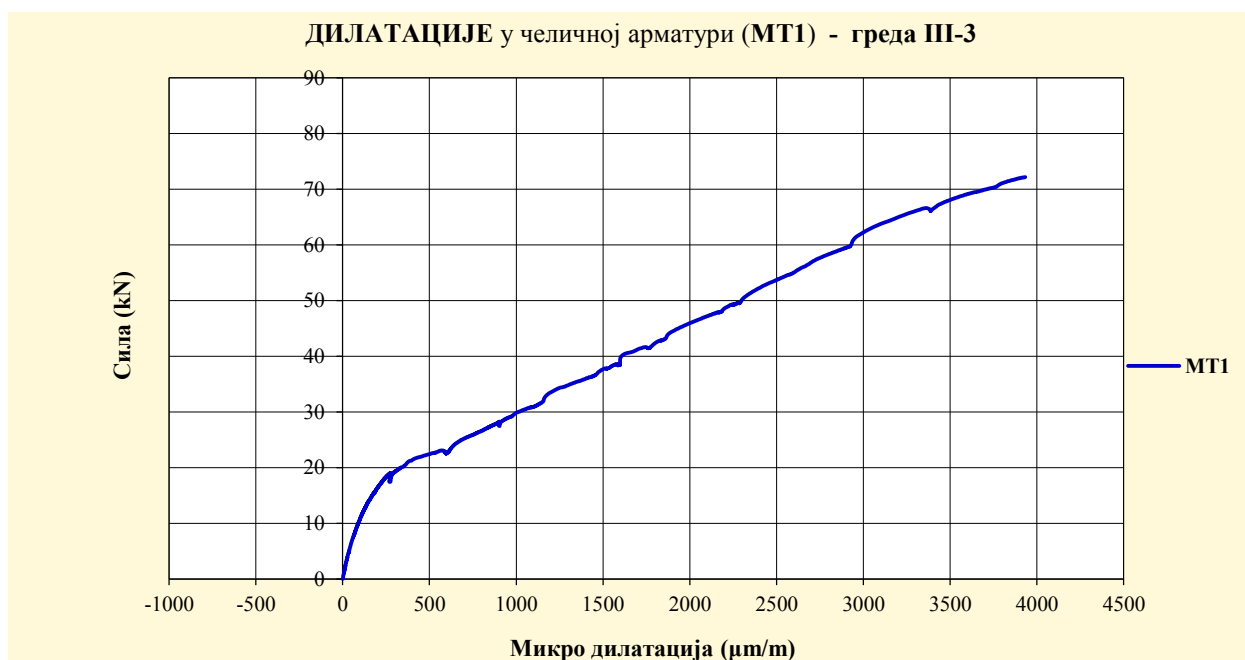
Слика 5.84 – Дијаграм угиба, мерених у половини распона модела III-3

Слично претходним моделима, на дијаграму угиба уочава се линеарно понашање ојачаног носача до појаве првих прслина (сила приближно  $23\text{kN}$ ), нелинеарно понашање од појаве првих прслина до појаве течења у челичној арматури (сила приближно  $69\text{kN}$ ) и изразито нелинеарно понашање од појаве течења у челичној арматури до појаве лома (сила приближно  $72\text{kN}$ ).



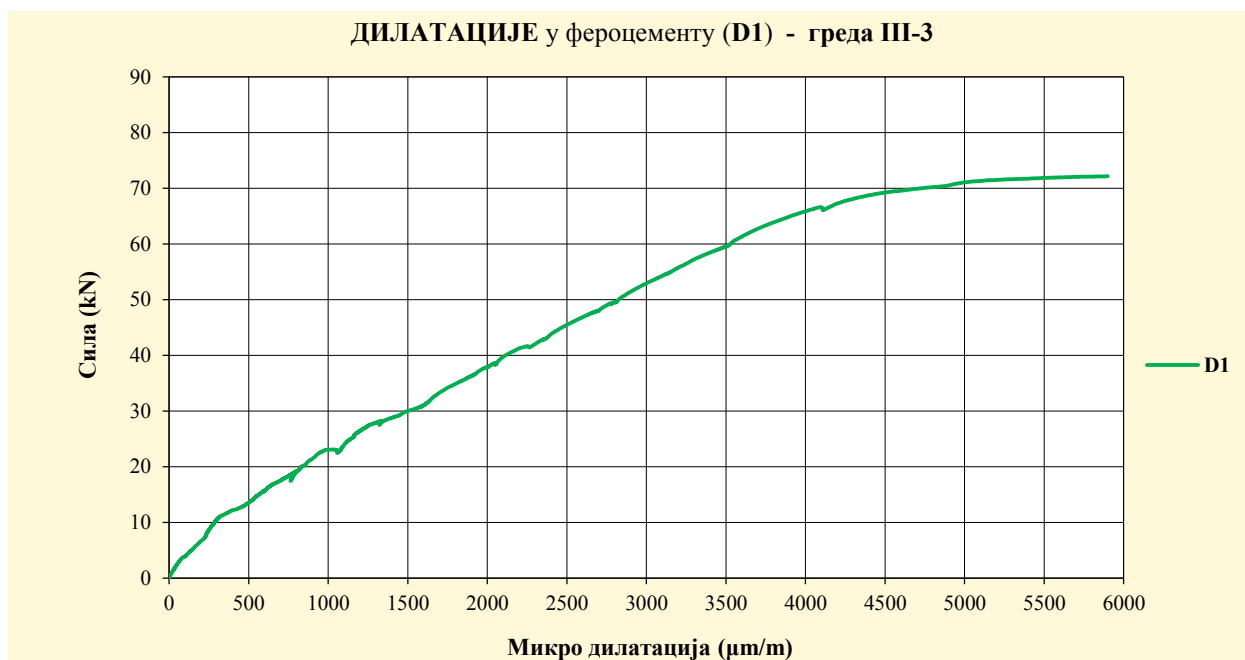
Слика 5.85 – Дилатације у бетону модела III-3, мерене на MT3, D2 и D3

Дилатације у притиснутом бетону (MT3 и D3) су линеарне и веома мале у зони еластичног понашања модела (сила приближно  $23\text{kN}$ ), а затим имају континуални ток до тренутка лома. Дилатације у затегнутом бетону (D2), уз мања одступања на прелазу из линеарног у нелинеарно понашање, прате глобално понашање ојачаног носача.



Слика 5.86 – Дилатације у челичној арматури модела III-3, мерене на MT1

Дијаграм дилатација у затегнутој челичној арматури (MT1) приказује релативно линеарне и занемарљиво мале дилатације до тренутка појаве прелина (сила приближно 23кN). Након појаве прелина дилатације у челичној арматури расту нелинеарно до лома носача.

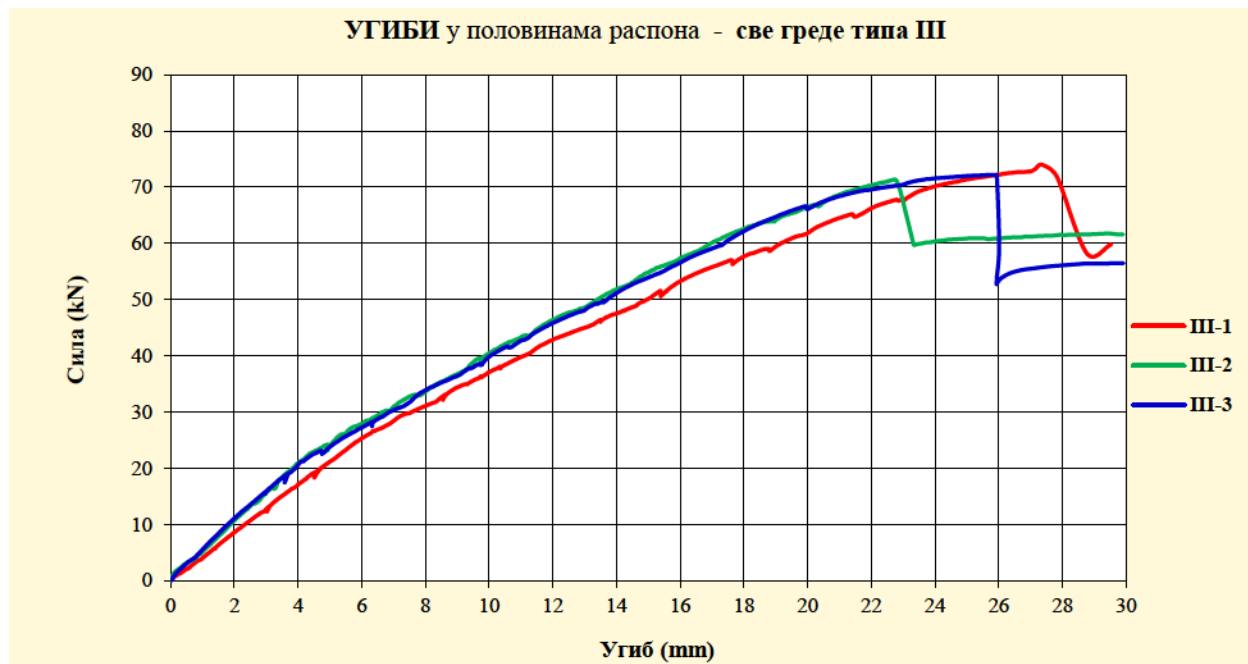


Слика 5.87 – Дилатације у фeroцементу модела III-3, мерене на D1

На дијаграму дилатација фeroцемента (D1) уочава се линеарни развој дилатација у домену еластичног понашања до силе интензитета приближно 11кN. Следи нелинеаран раст дилатација до тренутка лома овог експерименталног носача.

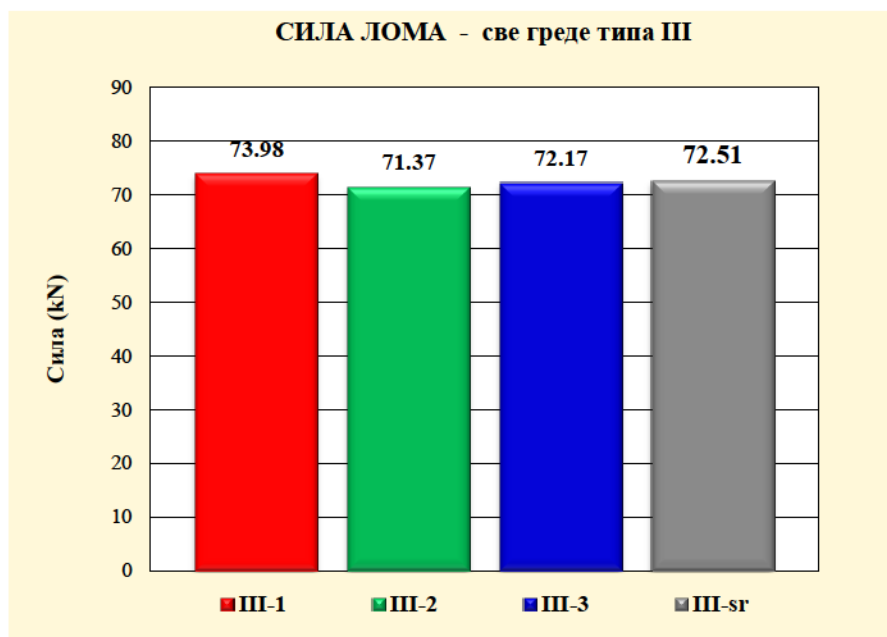
### 5.2.16. Експериментални модели типа III

Експериментални модели III-1, III-2 и III-3 у току наношења оптерећења до фазе лома реаговали су слично. Није било већих међусобних одступања мерених величина. Анализирањем угиба приказује се готово идентично понашање сва три носача типа III, што је приказано на слици 5.88.



Слика 5.88 – Дијаграми угиба, мерених у половинама распона модела серије III

Интензитет оптерећења, које је изазивало лом носача типа III, илустрован је на слици 5.89, а на основу очитаних резултата срачуната је средња вредност силе лома за ову серију.

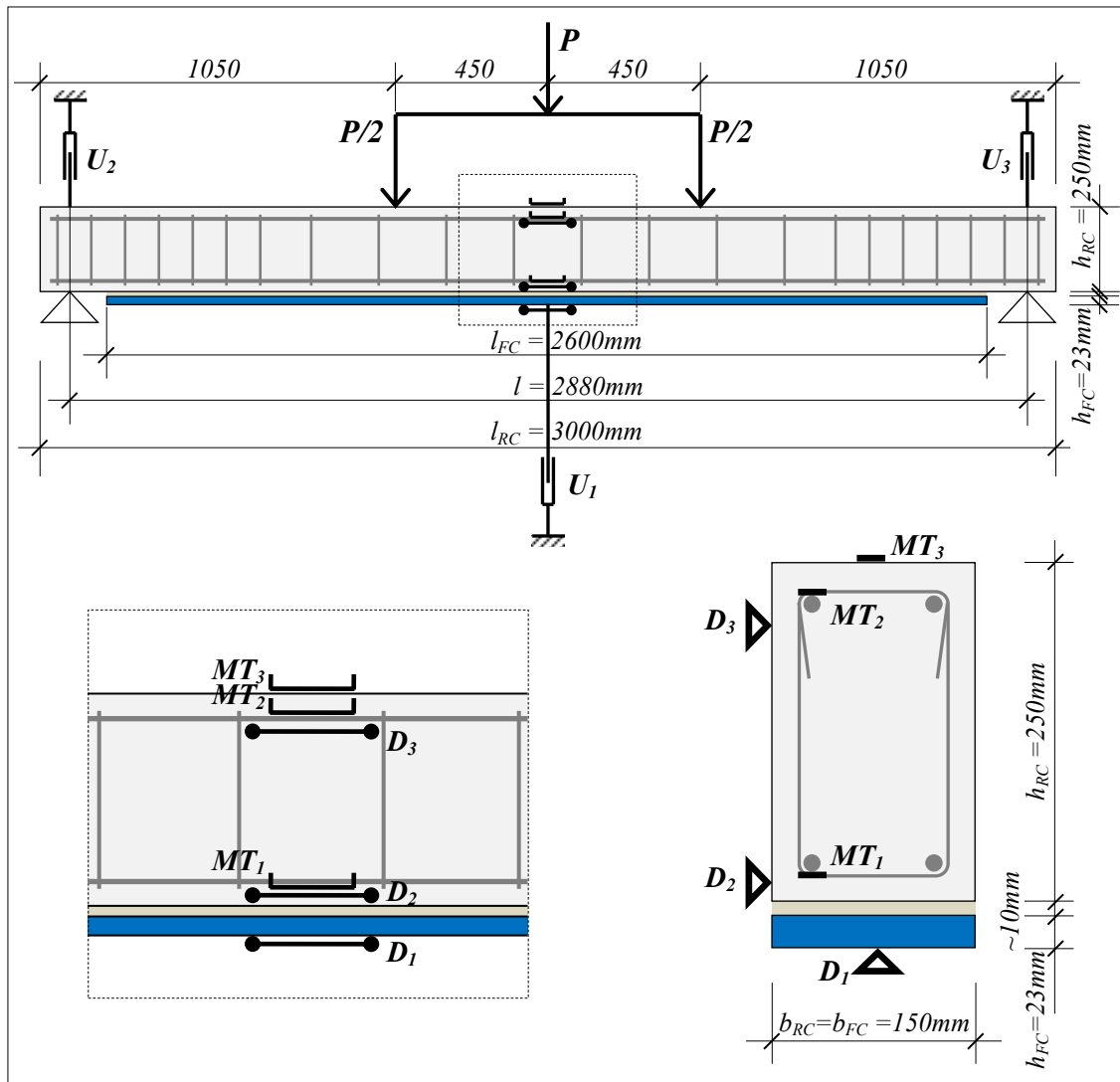


Слика 5.89 – Силе лома, измерене на моделима серије III

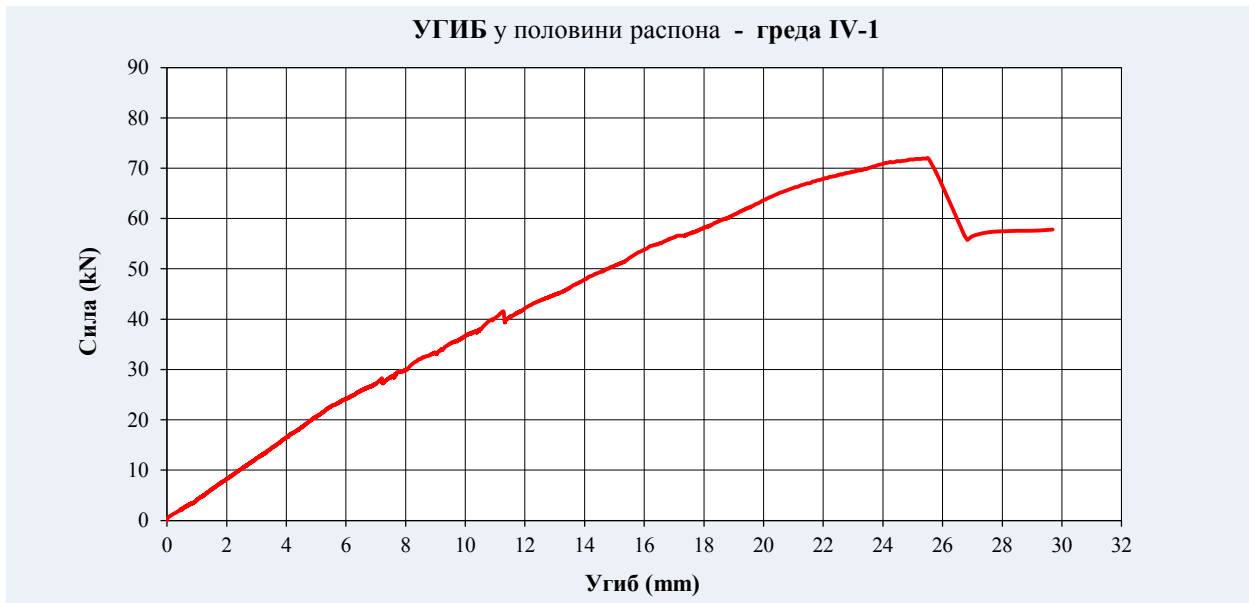
### 5.2.17. Експериментални модел IV-1



Слика 5.90 – Експериментални модел IV-1 пре доношења оптерећења      Слика 5.91 – Експериментални модел IV-1 након фазе лома

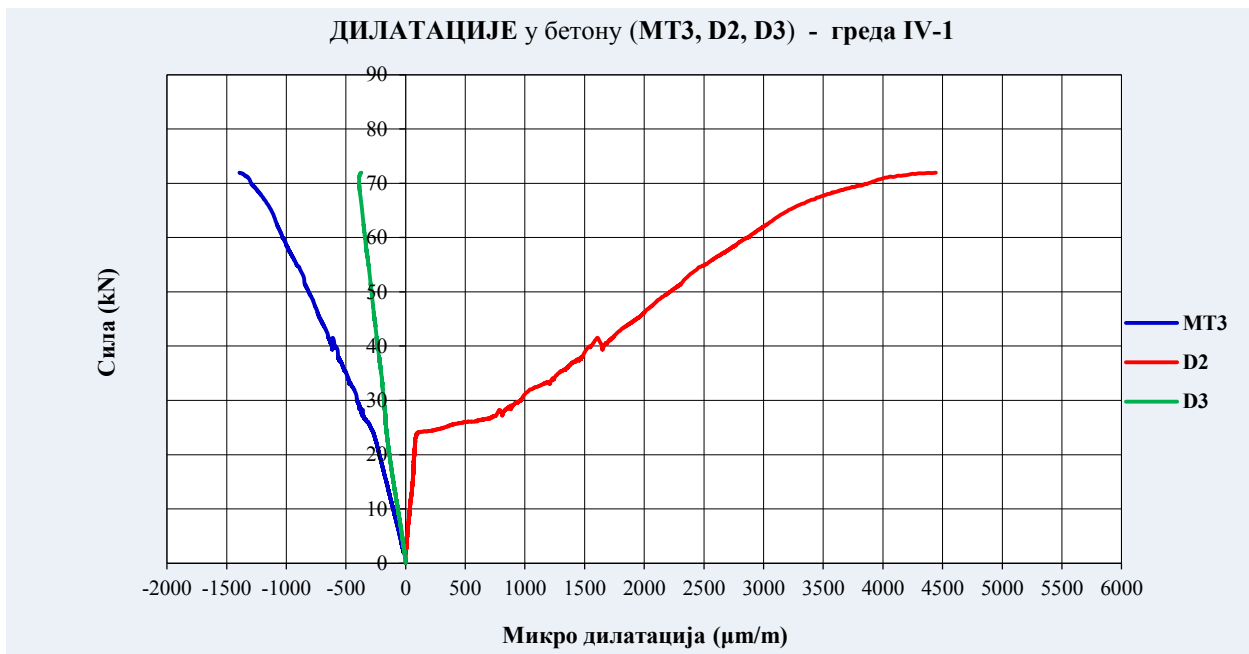


Слика 5.92 – Распоред мерних инструмената на експерименталном моделу IV-1



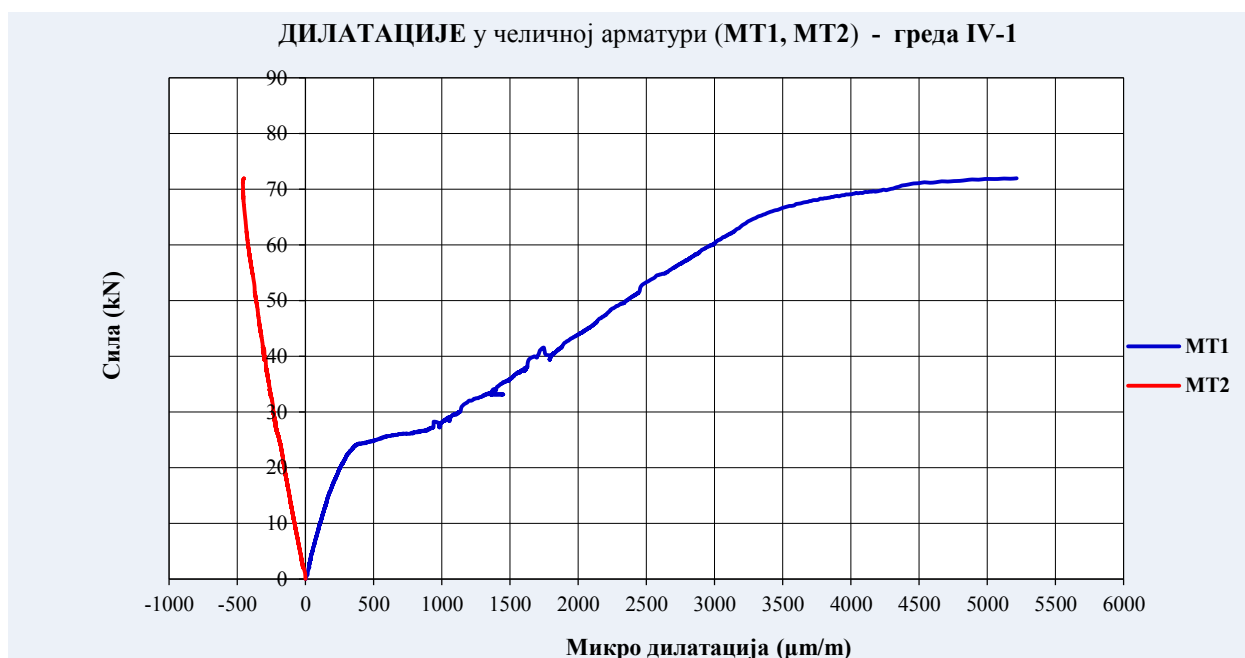
Слика 5.93 – Дијаграм угиба, мерених у половини распона модела IV-1

Са дијаграма угиба може се сагледати карактеристично, мада не јако изражено понашање ојачаног носача под пробним оптерећењем: линеарно понашање до појаве првих прлина (сила приближно  $24kN$ ), нелинеарно понашање од појаве првих прлина до појаве течења у челичној арматури (сила приближно  $67kN$ ) и изразито нелинеарно понашање од појаве течења у челичној арматури до појаве лома (сила приближно  $72kN$ ). Такође се уочава највећи пад силе после отказа фероцементног ојачања, односно допринос фероцементног ојачања укупној носивости греде. После ове фазе деформација расте без повећања носивости.



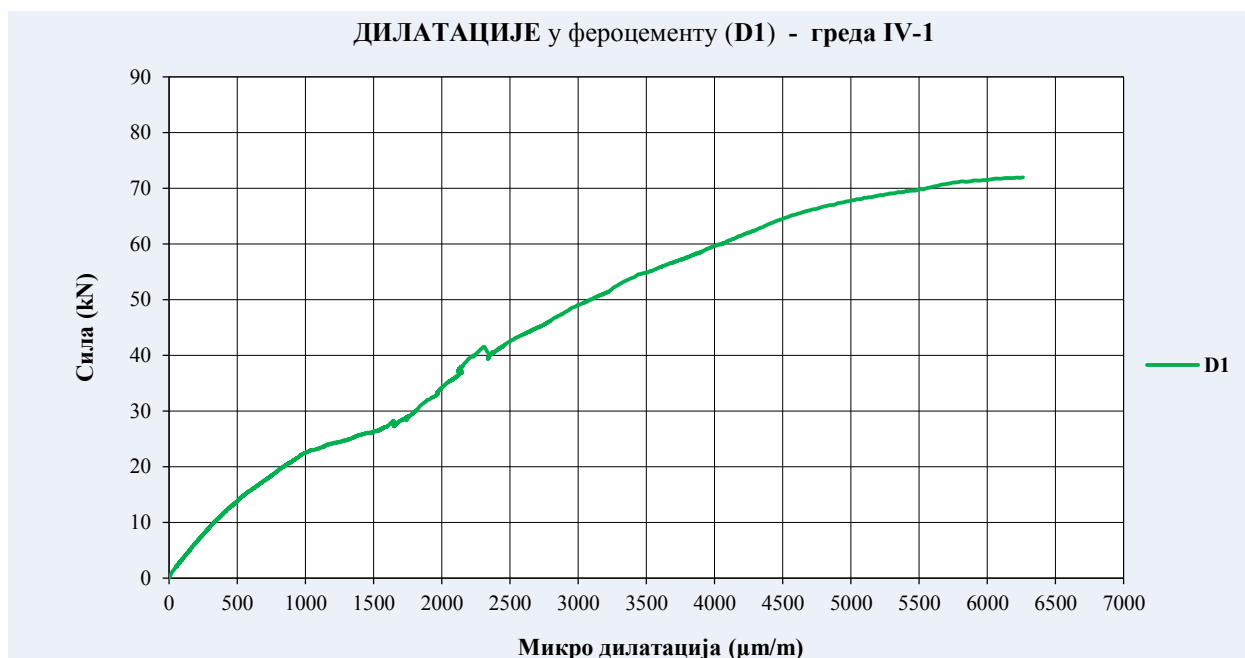
Слика 5.94 – Дилатације у бетону модела IV-1, мерене на MT3, D2 и D3

У интервалу еластичног понашања, дилатације у притиснутом бетону (MT3 и D3) су линеарне и веома мале, а надаље имају континуални ток до лома носача. Дилатације у затегнутом бетону (D2) линеарне су до појаве прлина у бетону (сила приближно  $24kN$ ), а затим нелинеарно расту до отказа носивости носача.



Слика 5.95 – Дилатације у челичној арматури модела IV-1, мерене на MT1 и MT2

Дијаграм дилатација у затегнутој челичној арматури (MT1) приказује линеарне и занемарљиво мале дилатације до тренутка појаве прелина (сила приближно  $24kN$ ). Након појаве прелина ове дилатације расту нелинеарно до лома носача. Дилатације у притиснутој челичној арматури (MT2) развијају се линеарно до отказа носивости носача.



Слика 5.96 – Дилатације у фeroцементу модела IV-1, мерене на D1

На дијаграму дилатација фeroцемента (D1) може се уочити фаза линеарног развоја до тренутка појаве прелина (сила приближно  $12kN$ ). Након тога присутан је нелинеарни пораст дилатација до појаве лома (сила приближно  $72kN$ ).

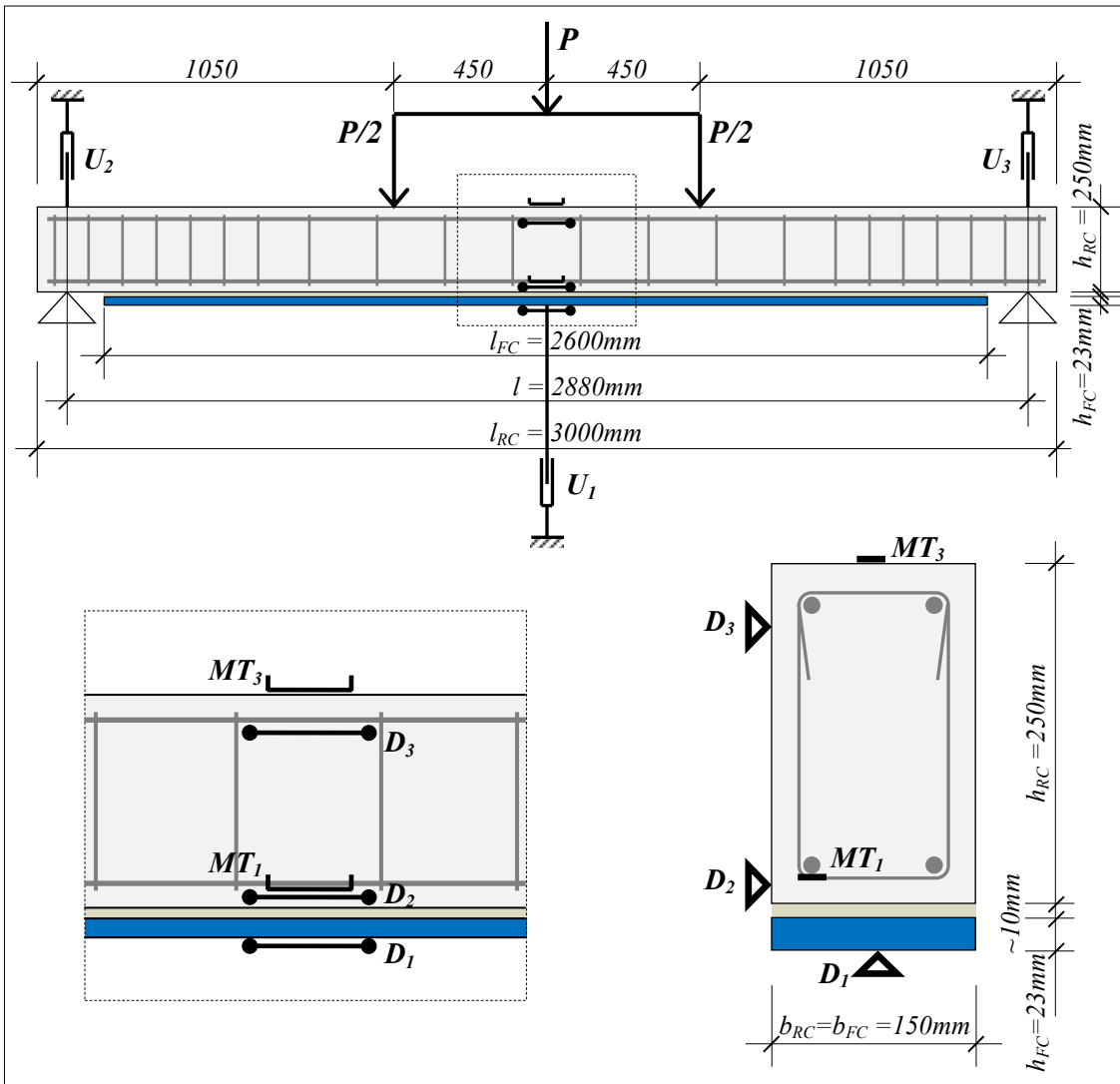


### 5.2.18. Експериментални модел IV-2

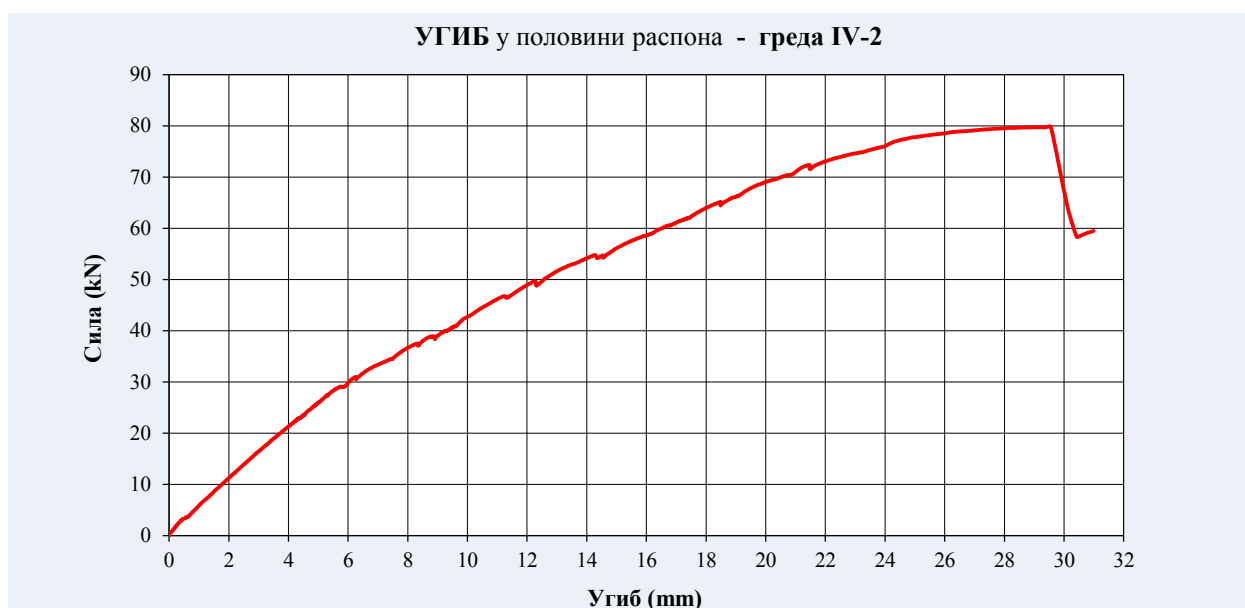


Слика 5.97 – Експериментални модел IV-2 пре наносења оптерећења

Слика 5.98 – Експериментални модел IV-2 након фазе лома

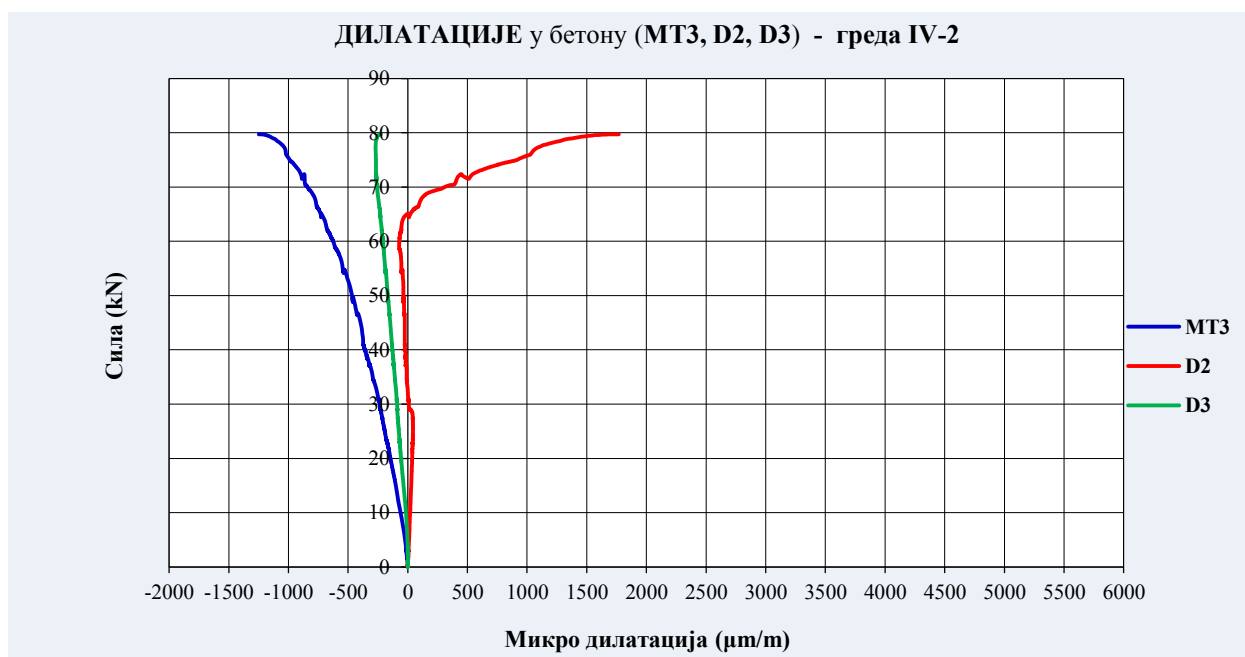


Слика 5.99 – Распоред мерних инструмената на експерименталном моделу IV-2



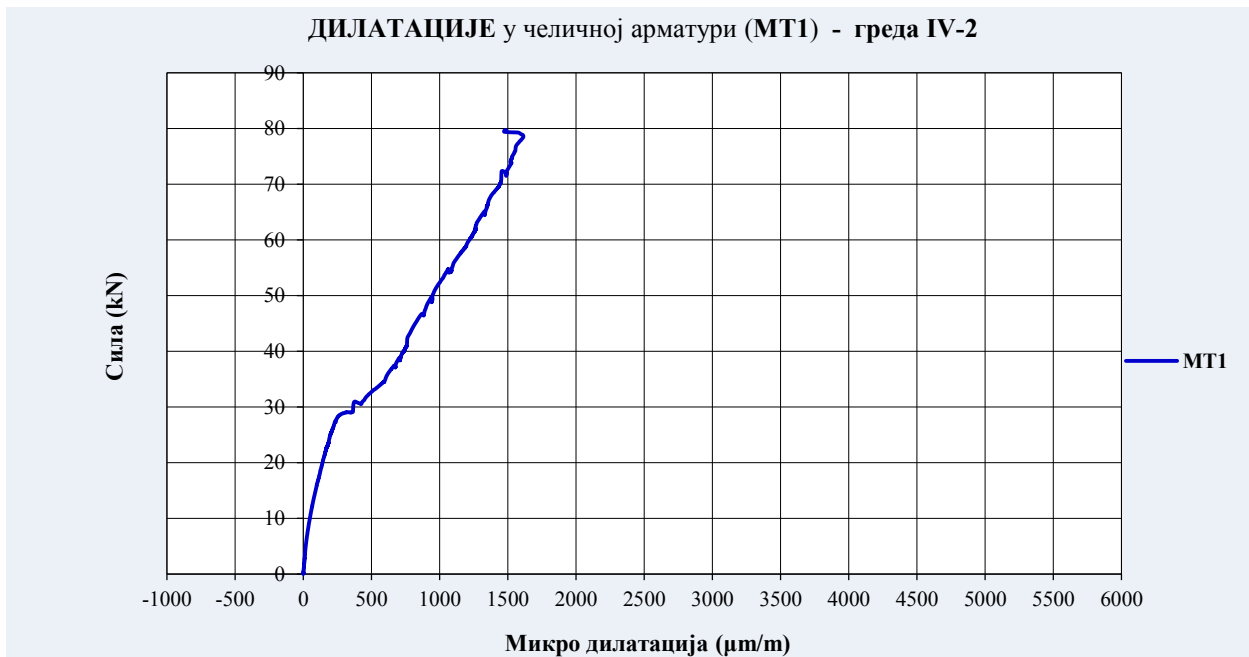
Слика 5.100 – Дијаграм угиба, мерених у половини распона модела IV-2

На дијаграму угиба уочава се линеарно понашање ојачаног носача до појаве првих прслина (сила приближно  $28kN$ ), нелинеарно понашање од појаве првих прслина до појаве течења у челичној арматури (сила приближно  $77kN$ ) и изразито нелинеарно понашање од појаве течења у челичној арматури до појаве лома (сила приближно  $80kN$ ).



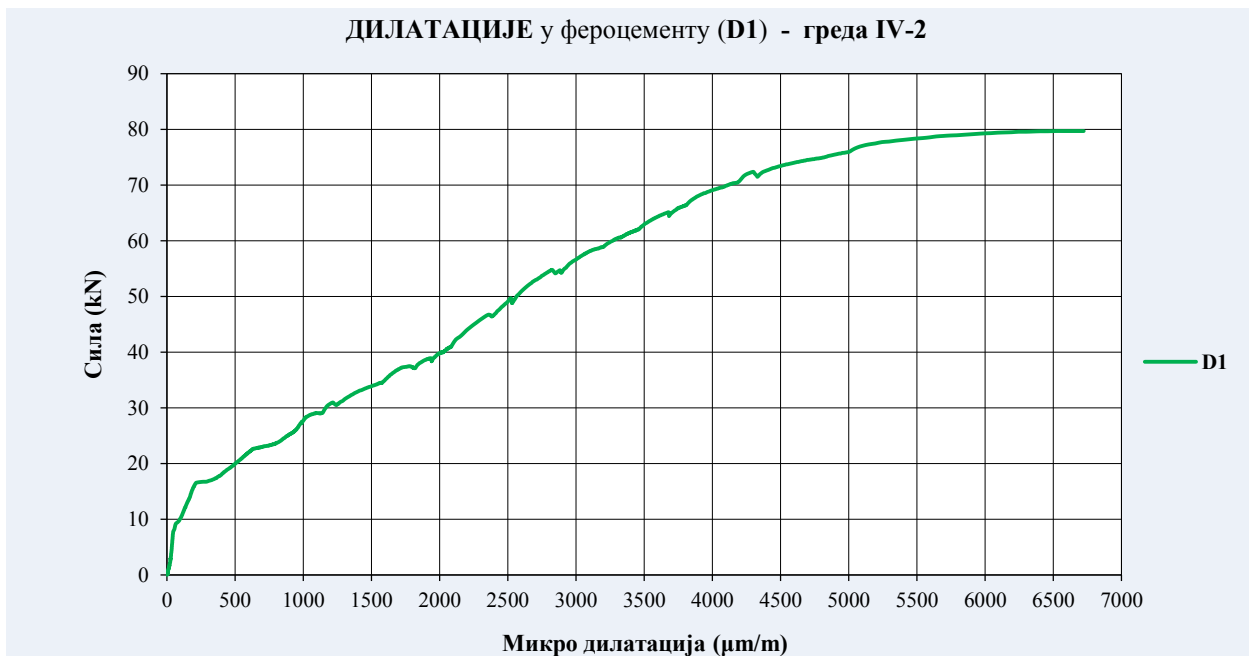
Слика 5.101 – Дилатације у бетону модела IV-2, мерене на MT3, D2 и D3

Дилатације у притиснутом бетону (MT3 и D3) су линеарне и веома мале у зони еластичног понашања модела, а затим имају континуални ток до тренутка лома. Дилатације у затегнутом бетону (D2) приказују линеаран раст у фази еластичног понашања носача. Даљи развој дилатација је нелинеаран, уз неочекивано смањење у зони дејства силе интензитета од приближно  $28-64kN$ . Након тога, са повећањем интензитета оптерећења дилатације напредују нелинеарно до тренутка лома.



Слика 5.102 – Дилатације у челичној арматури модела IV-2, мерене на MT1

Дијаграм дилатација у затегнутој челичној арматури приказује релативно мале вредности до тренутка настанка првих прелина у бетону (еластично понашање до силе од приближно 28kN). Након тога раст дилатација је нелинеаран, а до отказа мерне траке MT1 долази у последњој фази оптерећивања носача до лома. Приказане вредности нису разматране у анализи резултата експерименталних истраживања.



Слика 5.103 – Дилатације у фероцементу модела IV-2, мерене на D1

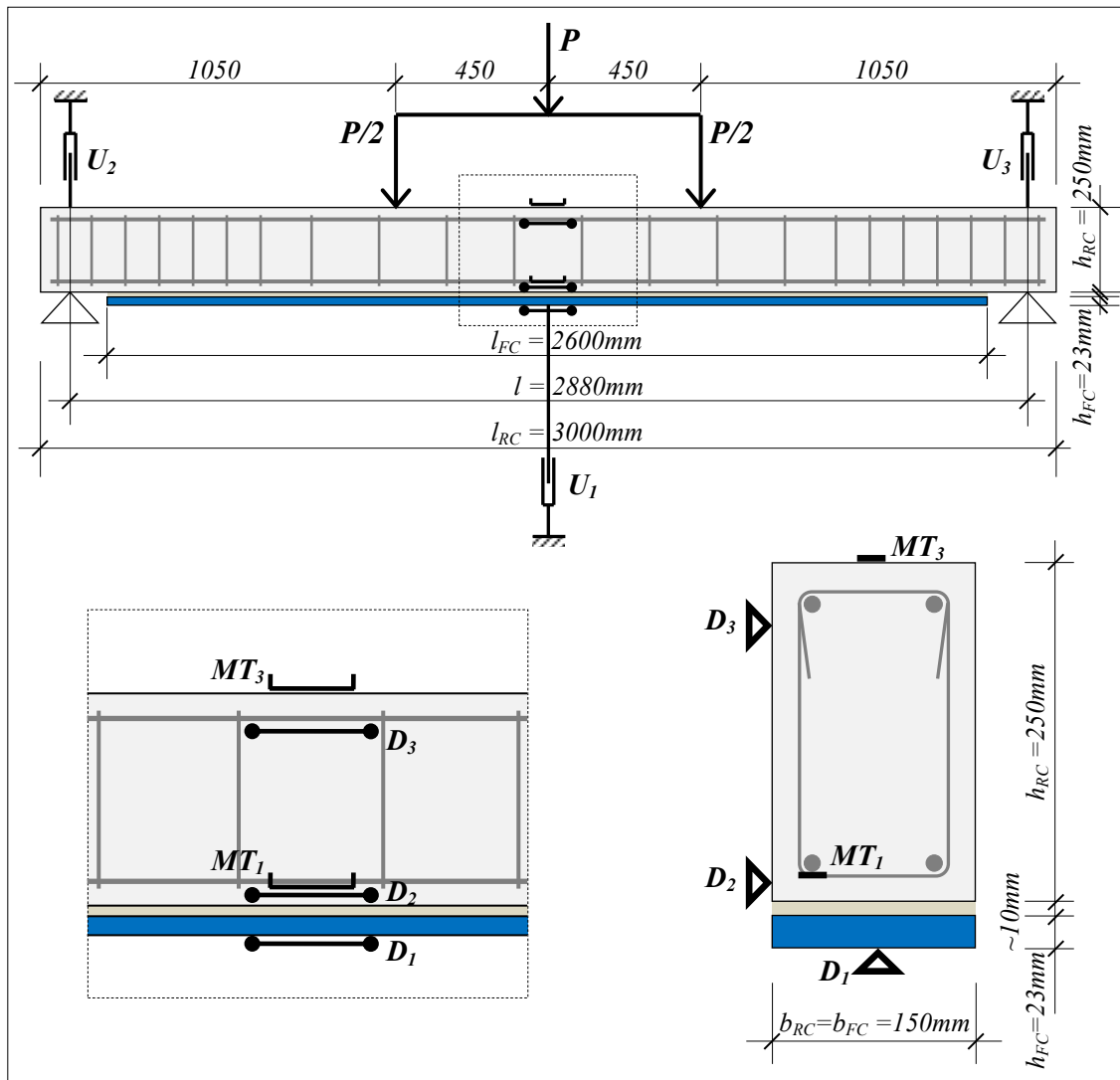
На дијаграму дилатација фероцемента (D1) уочава се билинеарни развој дилатација у домену еластичног понашања до силе интензитета приближно 17kN. Следи нелинеаран раст дилатација до тренутка лома овог експерименталног носача (сила приближно 80kN).

### 5.2.19. Експериментални модел IV-3

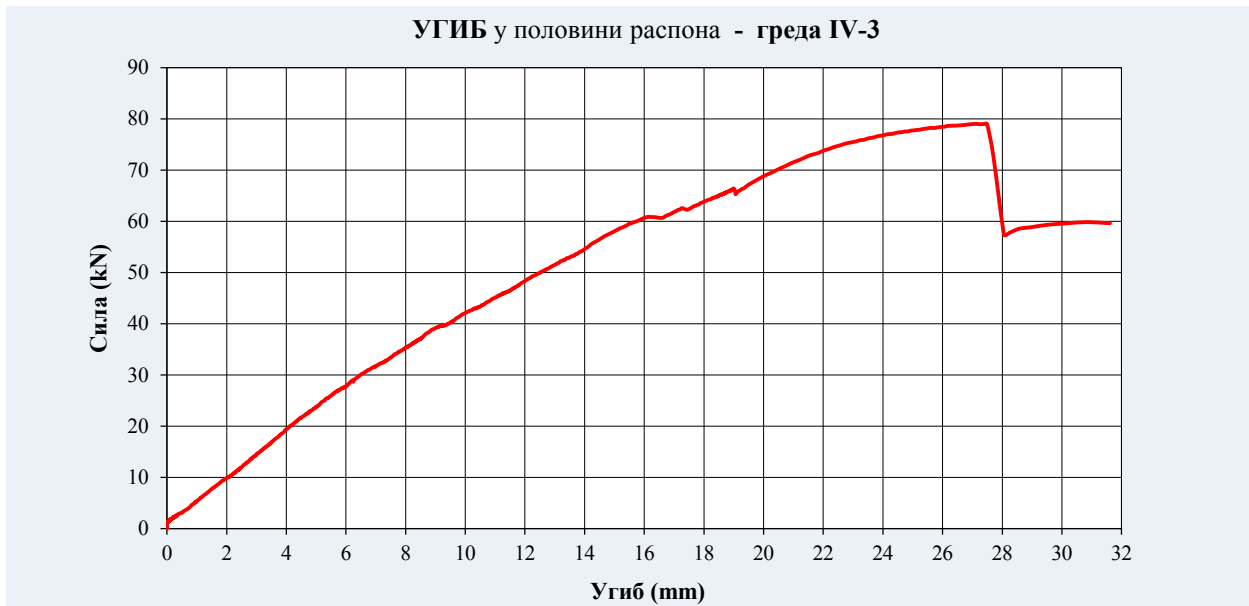


Слика 5.104 – Експериментални модел IV-3 пре доношења оптерећења

Слика 5.105 – Експериментални модел IV-3 након фазе лома

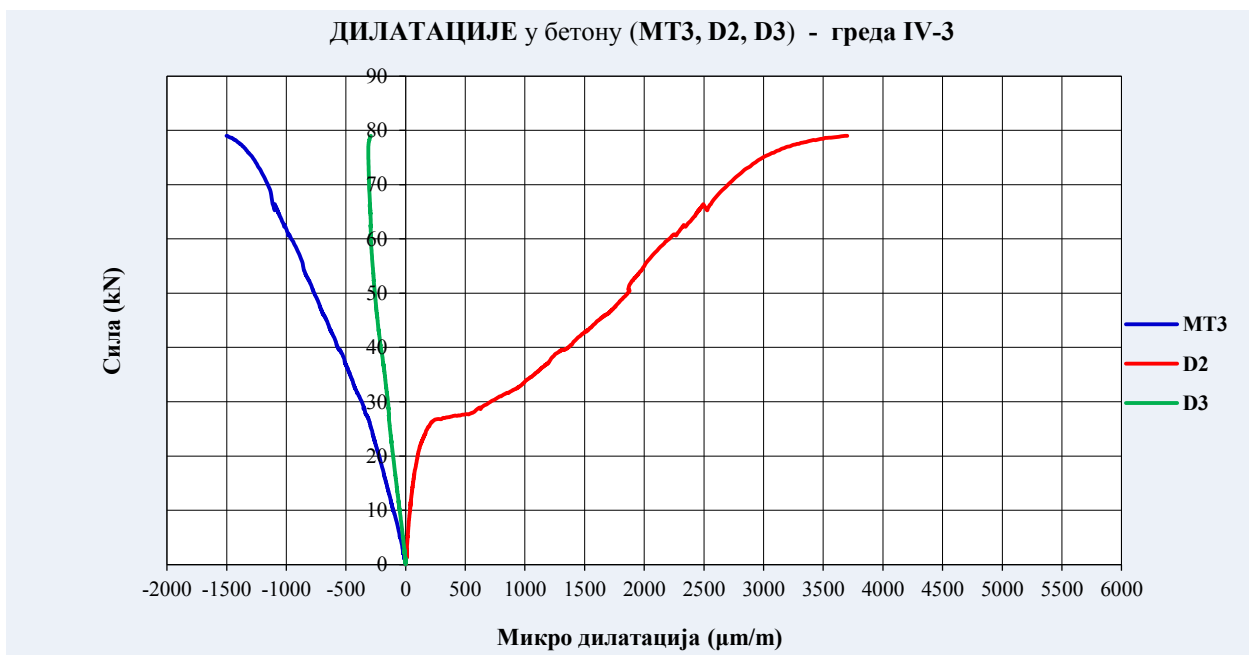


Слика 5.106 – Распоред мерних инструмената на експерименталном моделу IV-3



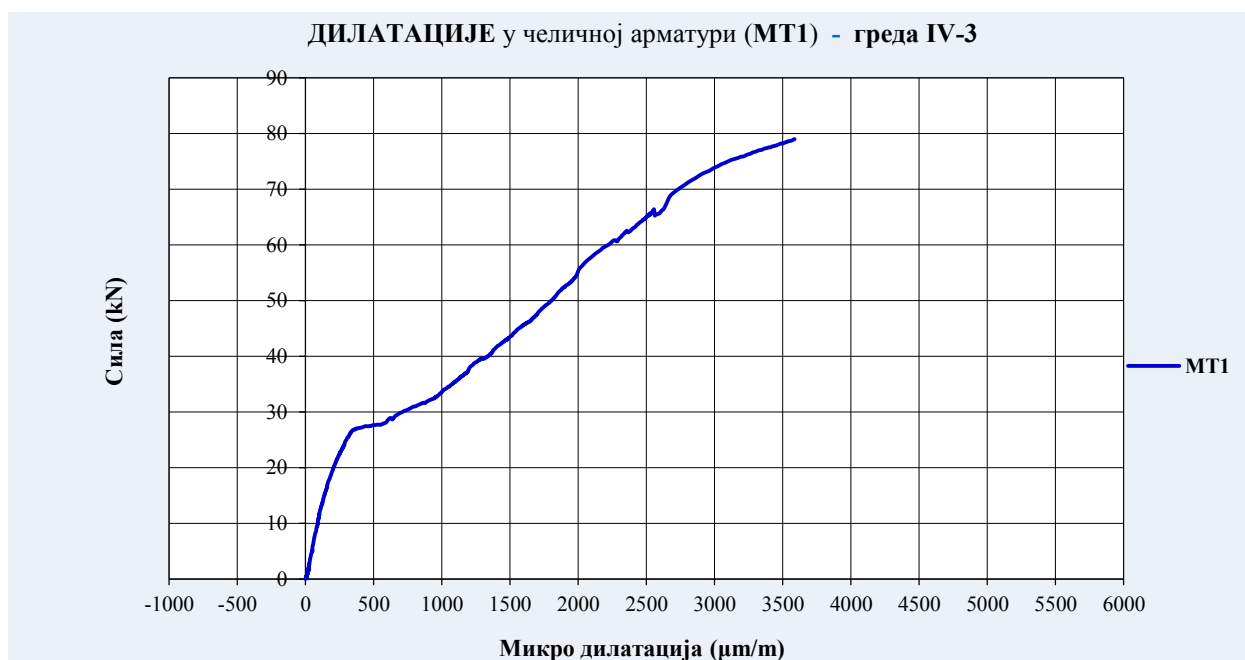
Слика 5.107 – Дијаграм угиба, мерених у половини распона модела IV-3

Слично претходним моделима типа IV, на дијаграму угиба уочава се линеарно понашање ојачаног носача до појаве првих прслина (сила приближно 27kN), нелинеарно понашање од појаве првих прслина до појаве течења у челичној арматури (сила приближно 74kN) и изразито нелинеарно понашање од појаве течења у челичној арматури до појаве лома (сила приближно 79kN).



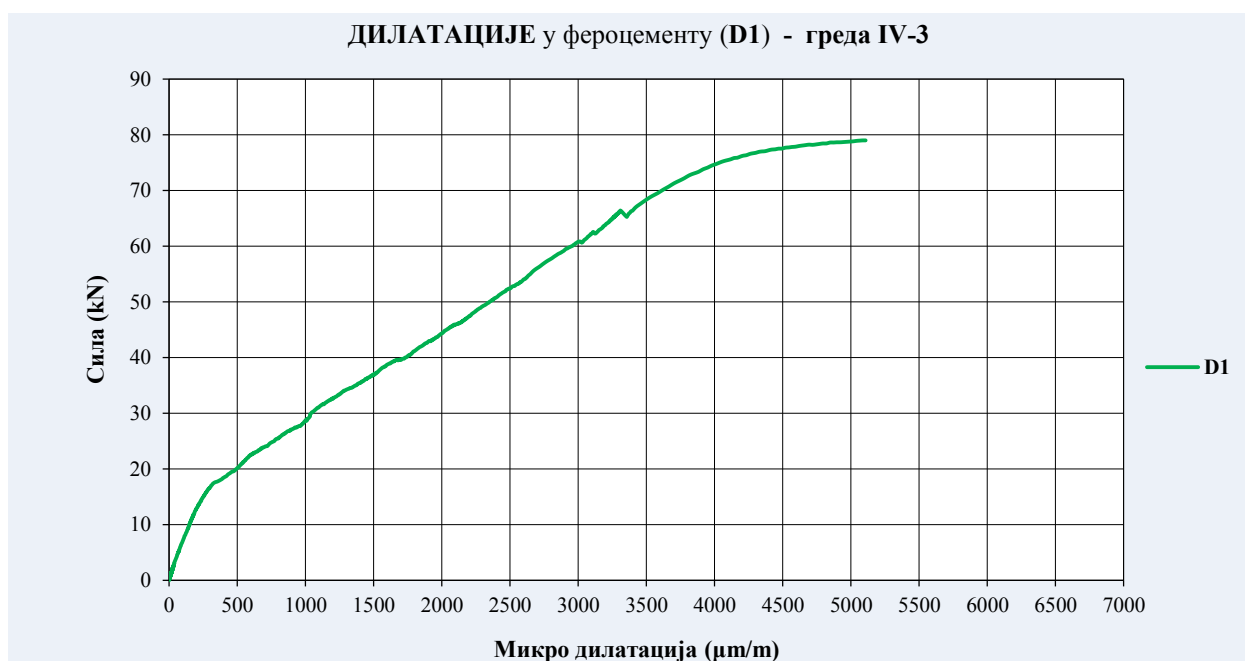
Слика 5.108 – Дилатације у бетону модела IV-3, мерене на MT3, D2 и D3

У интервалу еластичног понашања, дилатације у притиснутом бетону (MT3 и D3) су линеарне и веома мале, а надаље имају континуални ток до лома носача. Дилатације у затегнутом бетону (D2) линеарне су до појаве прслина у бетону (сила приближно 27kN), а затим нелинеарно расту до отказа носивости носача.



Слика 5.109 – Дилатације у челичној арматури модела IV-3, мерене на MT1

Дијаграм дилатација у затегнутој челичној арматури (MT1) приказује линеарне и занемарљиво мале дилатације до тренутка појаве прелимина (сила приближно  $27kN$ ). Након појаве прелимина дилатације расту нелинеарно до лома носача.

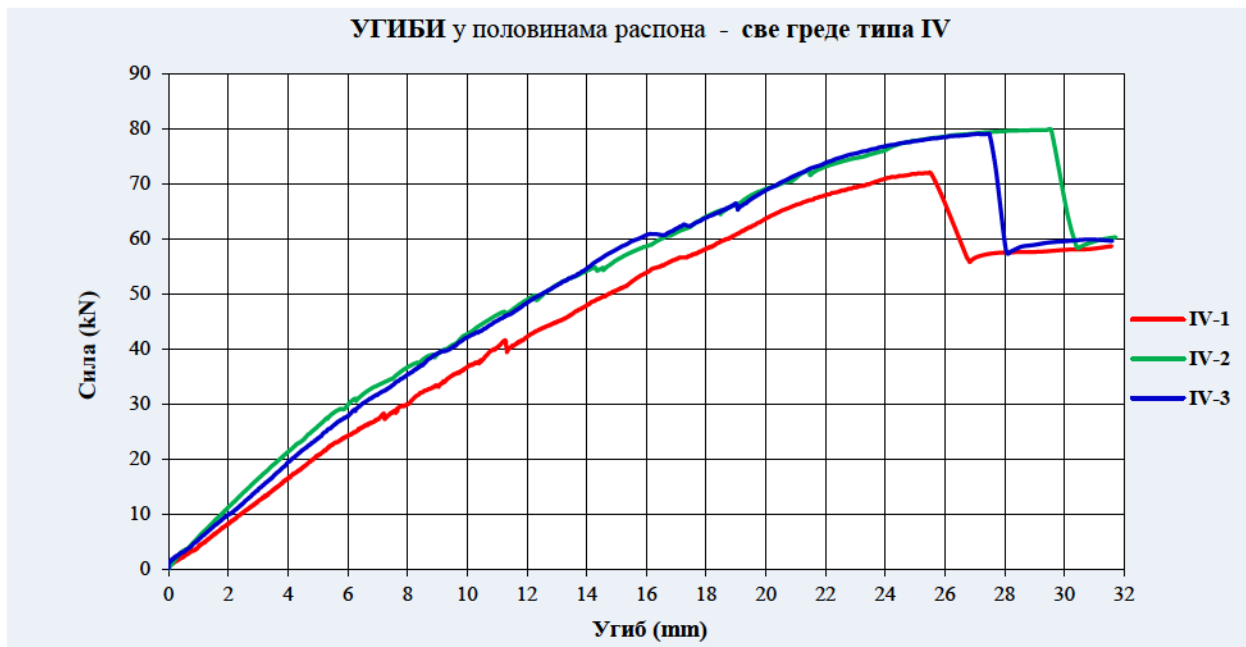


Слика 5.110 – Дилатације у фeroцементу модела IV-3, мерене на D1

На дијаграму дилатација фeroцемента (D1) уочава се линеарни развој дилатација у домену еластичног понашања до силе интензитета приближно  $18kN$ . Следи нелинеаран раст дилатација до тренутка лома овог експерименталног носача (сила приближно  $79kN$ ).

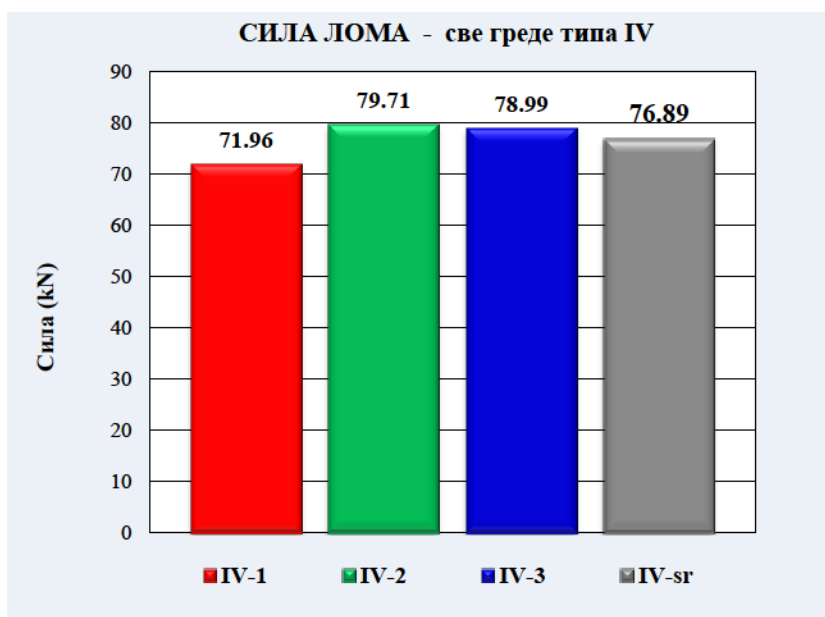
### 5.2.20. Експериментални модели типа IV

Експериментални модели IV-1, IV-2 и IV-3 у току наношења оптерећења до фазе лома понашали су се на готово исти начин. Мање одступање мерених величина (подбацивање вредности) јавило се код модела IV-1. Анализирањем угиба може се проpratити ток пријема оптерећења сва три носача типа IV, што је приказано на слици 5.111.



Слика 5.111 – Дијаграми угиба, мерених у половинама распона модела серије IV

Интензитет оптерећења, које је изазивало лом носача типа IV, илустрован је на слици 5.112. На основу очитаних резултата срачуната је средња вредност силе лома за ову серију, узимајући у обзир одступање модела IV-1.



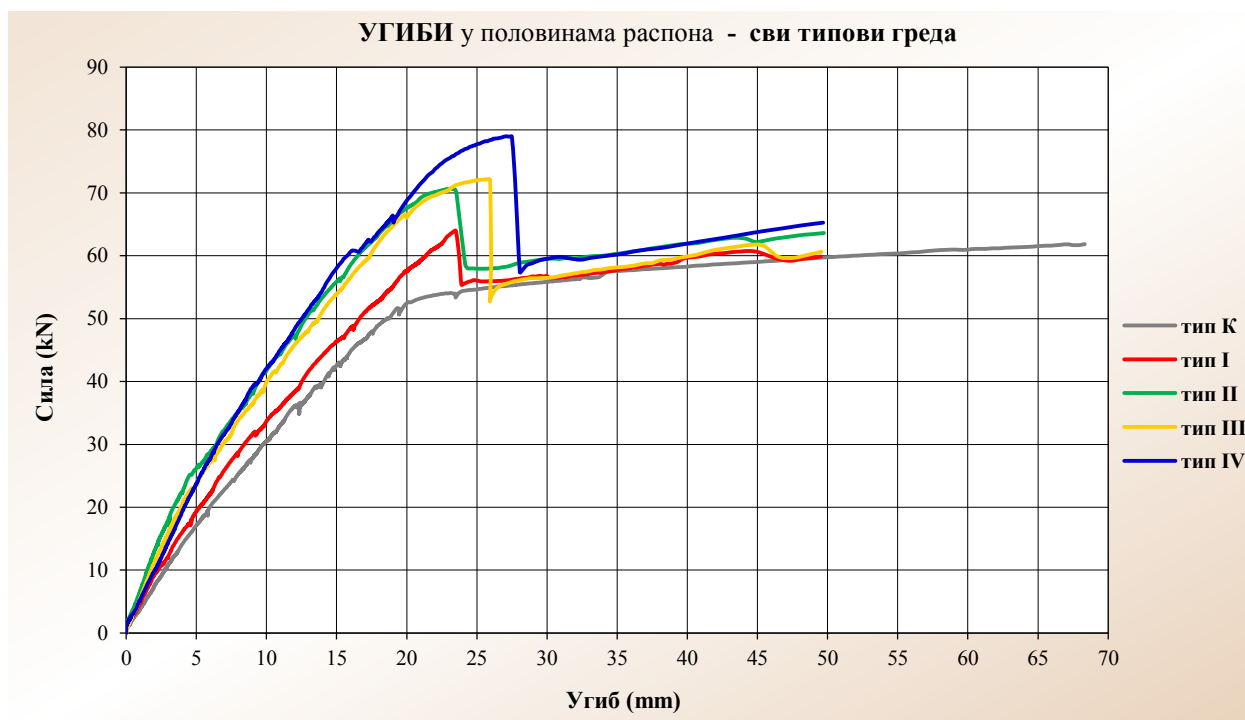
Слика 5.112 – Силе лома, измерене на моделима серије IV

## 5.3. Анализа резултата експерименталних истраживања

На основу експериментално добијених резултата свих пробних модела АБ греда извршена је упоредна анализа мерених величина – угиба и дилатација. Обзиром на број експерименталних модела и мерних места, за сваки тип ојачаних носача, као и контролне – неојачане греде, изабрани су карактеристични репрезентативни резултати. Помоћу њих илустровано је поређење понашања под пробним оптерећењем како самих модела, тако и материјала из којих су састављени. Због диспозиције мерних инструмената, треба напоменути да су сви приказани резултати добијени у половинама распона експерименталних гредних модела.

### 5.3.1. Анализа угиба експерименталних гредних модела

Понашање носача под оптерећењем најјасније се може проpratити опсервацијом угиба као интегралне величине која у обједињава утицај оптерећења, геометрије и материјала (крутости). Стога је анализи угиба експерименталних модела посвећена нарочита пажња. Вредности угиба у половинама распона носача, као и вредности померања ослонаца, мерене су помоћу индуктивних претварача померања (*LVDT*). Очитавања су вршена на пола секунде аквизицијским системом "*MGC plus*", уз примену програмског пакета "*CATMAN*". На овај начин омогућен је континуални запис угиба носача под пробним оптерећењем све до лома. На слици 5.113 приказани су угиби у половинама распона карактеристични за сваки тип ојачаних гредних носача (тип I до IV), уз поређење са неојачаним (контролним) АБ носачима (тип K).



Слика 5.113 – Карактеристични дијаграми угиба, мерени у половинама распона свих типова модела



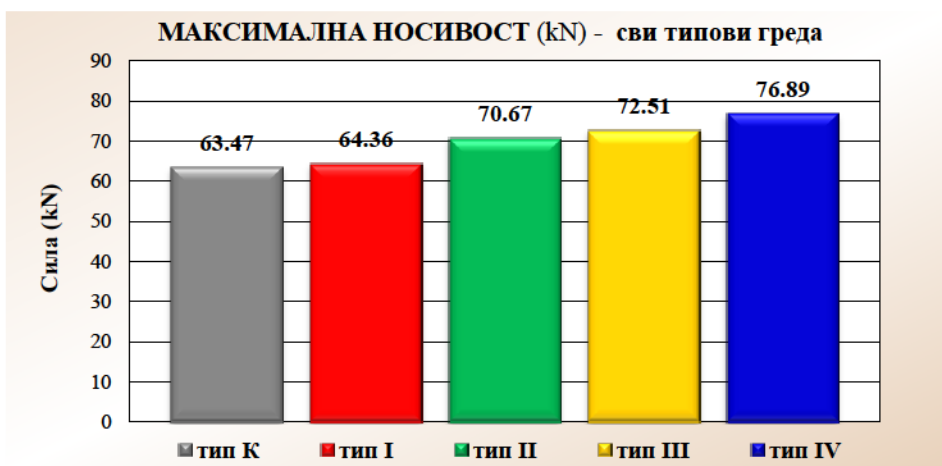
На дијаграмима угиба уочавају се претходно поменуте три карактеристичне зоне понашања носача под пробним оптерећењем до лома:

- линеарно понашање до појаве првих прслина,
- нелинеарно понашање од појаве првих прслина до појаве течења у челичној арматури,
- изразито нелинеарно понашање од појаве течења у челичној арматури до појаве лома.

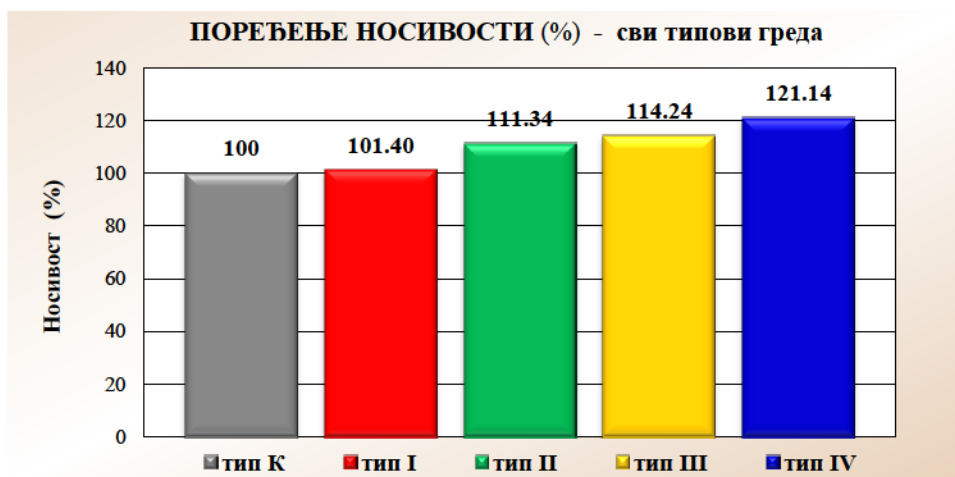
Увек је присутан карактеристичан пад носивости после отказа фероцементног ојачања, односно враћање на ниво носивости неојачане (еталон) греде до коначног отказа.

Већ у зони линеарног понашања може се уочити утицај крутости различитих типова носача на угиб, што је и очекивано обзиром на чињеницу да повећање крутости носача прати тип ојачања. Након појаве првих прслина јасно је уочљиво повећање носивости ојачаних модела у складу са повећањем дебљине фероцемента и броја слојева микроарматуре. Изразито нелинеарно понашање ојачаних модела јавља се у краћем интервалу до тренутка отказа фероцемента односно лома, после чега деформације расту без прираштаја носивости. У овој зони носачи ојачани фероцементом показују већу крајњу носивост у односу на неојачане носаче, сразмерно коефицијенту додатног армирања фероцементом.

На основу приказаних резултата урађени су упоредни дијаграм максималне носивости свих типова гредних носача (слика 5.114) и дијаграм процентуалног односа њихове носивости (слика 5.115).



Слика 5.114 – Максимална носивост (средња сила лома) свих типова модела

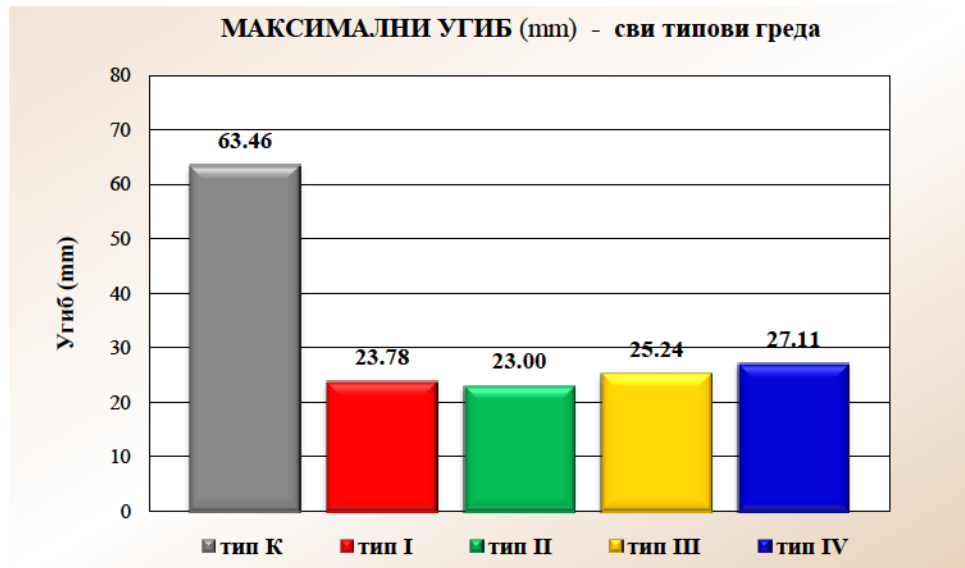


Слика 5.115 – Поређење максималних носивости свих типова модела

Носивост ојачаних носача расте са повећањем процента додатног армирања (ојачања) фероцементним елементима и у потпуности прати теоретски приступ. Ни у једном случају не долази до одвајања носача и ојачања, односно спрегнути пресеци понашају се као јединствен материјал до отказа носивости на савијање у зони максималних момената. Кратки интервал изразито нелинеарног понашања ојачаних носача до фазе лома приказује њихову релативно малу дуктилност.

Лом ојачаних носача настаје развојем доминантне прслине у зони средње трећине распона, односно максималних момената савијања, те долази до отказа слојева микроарматуре и раста деформација без прираштаја оптерећења. Након отказа фероцементног ојачања, сви ојачани носачи понашају се као неојачани (контролни носачи), што је такође видљиво на слици 5.113.

Са дијаграма упоредне носивости (слика 5.115), на коме су приказани процентуални односи за различите нивое ојачања, може се уочити да је ефекат ојачања за тип I веома мали (1,4%) и самим тим нерационалан.



Слика 5.116 – Максимални угиби (средња вредност у половини распона) свих типова модела

На слици 5.116 приказан је упоредни дијаграм карактеристичних максималних угиба у тренутку лома ојачаних носача свих типова, упоређених са угибом контролних носача. Такође се може констатовати да су, при оптерећењу које изазива лом неојачаних носача, максимални угиби ојачаних носача двоструко мањи од максималних угиба неојачаних – контролних греда.

Веома слично понашање може се уочити и у случају АБ гредних носача ојачаних споља лепљеним карбонским ламинатима (CFRP) уз примену EBR методе (Ранковић, 2010).

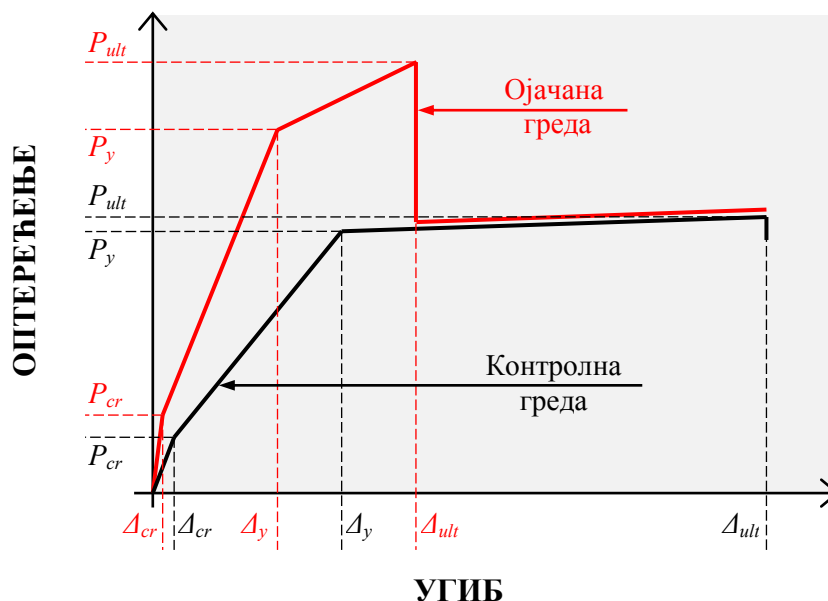
### 5.3.2. Анализа крутости на савијање експерименталних гредних модела

Ефекат ојачања армирано бетонских гредних носача фероцементним тракама (плочама) може се проpratити сагледавањем крутости на савијање свих типова експерименталних модела. Крутост на савијање у вези оптерећење-угиb може се дефинисати следећим аналитичким линеарним изразима (Badawi, 2007), везаним за слику 5.117:

$$k_{uncr} = \frac{P_{cr}}{\Delta_{cr}}$$

$$k_{cr} = \frac{P_y - P_{cr}}{\Delta_y - \Delta_{cr}}$$

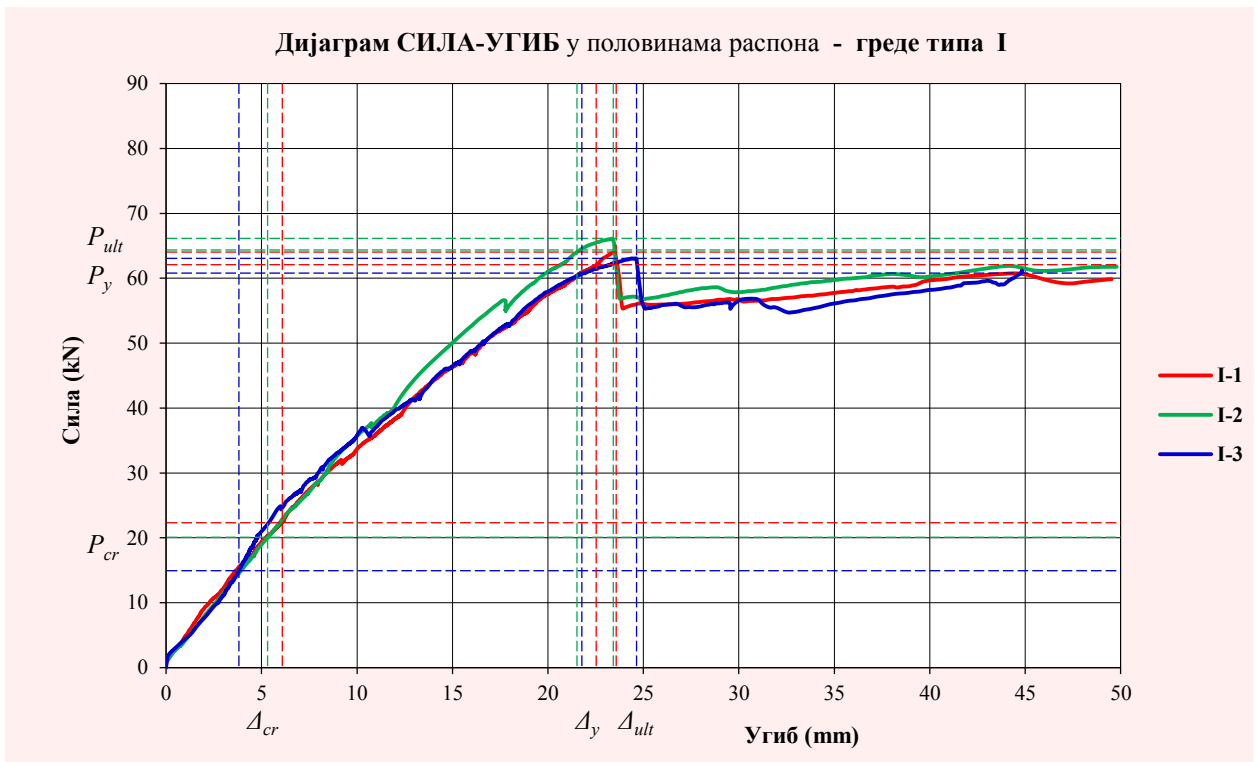
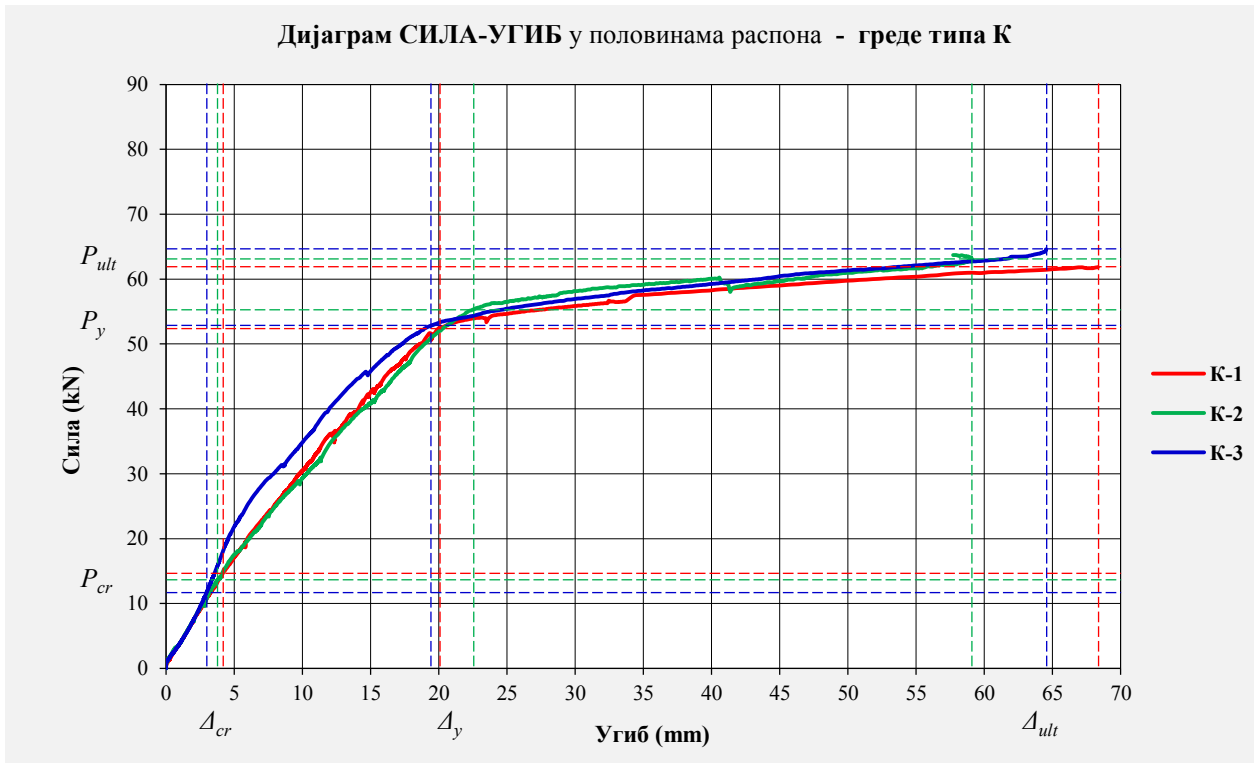
$$k_{py} = \frac{P_{ult} - P_y}{\Delta_{ult} - \Delta_y}$$

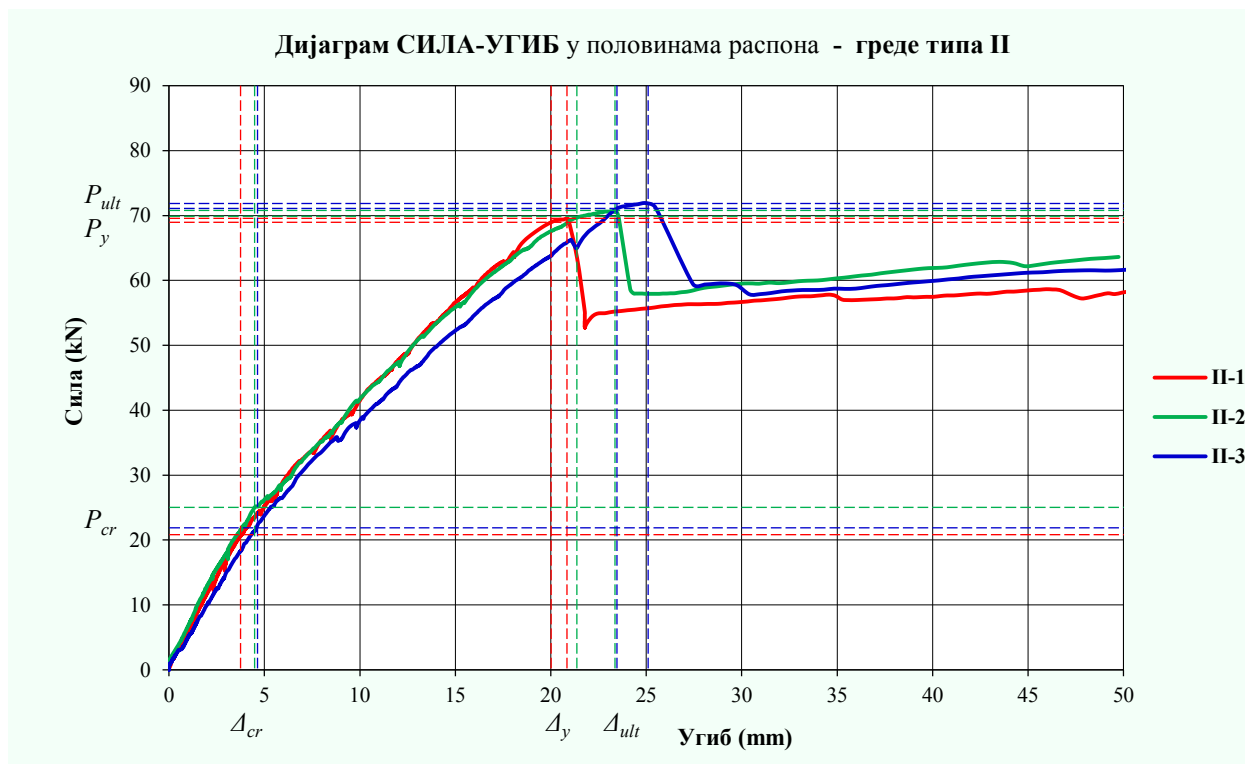


Слика 5.117 – Шематски приказ ефекта ојачања на понашање АБ греда (Badawi, 2007)

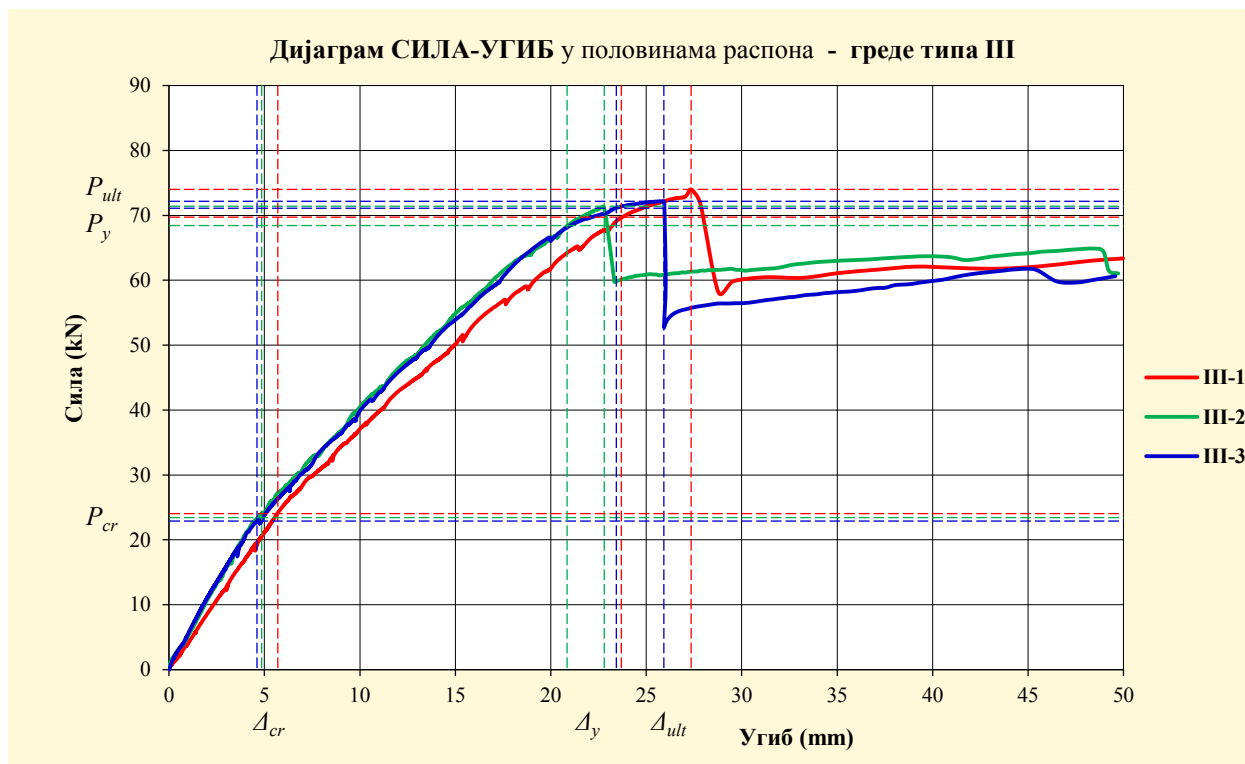
- где је:
- $k_{uncr}$  = крутост на савијање греде без прслина
  - $P_{cr}$  = оптерећење које изазива појаву прслина на греди
  - $\Delta_{cr}$  = угиb греде при оптерећењу које изазива појаву прслина
  - $k_{cr}$  = крутост на савијање греде са прслинама
  - $P_y$  = оптерећење које изазива појаву течења арматуре у греди
  - $\Delta_y$  = угиb греде при оптерећењу које изазива појаву течења арматуре
  - $k_{py}$  = крутост на савијање греде после појаве течења арматуре
  - $P_{ult}$  = гранично оптерећење греде
  - $\Delta_{ult}$  = угиb при граничном оптерећењу греде

На сликама 5.118, 5.119, 5.120, 5.121 и 5.122 приказане су графички карактеристичне вредности сила и угиба за експерименталне моделе свих типова. Вредности крутости на савијање дате су у табели 5.1.

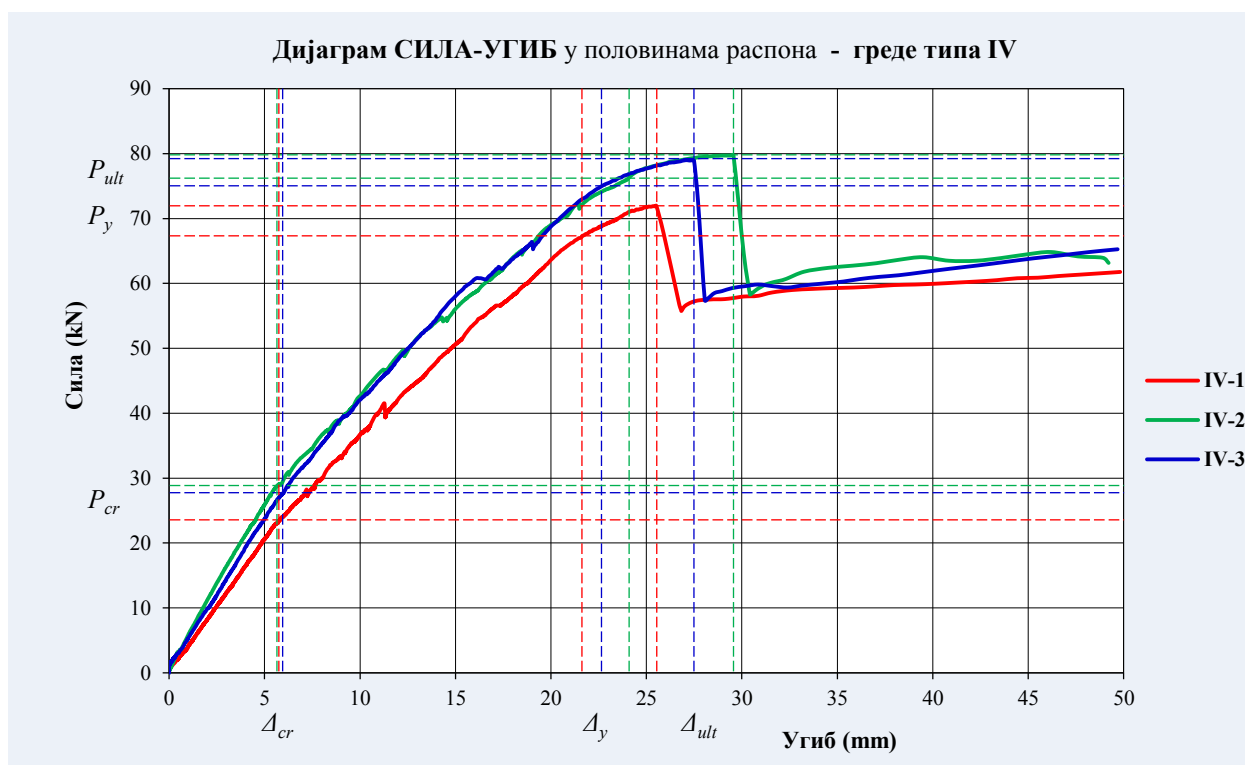




Слика 5.120 – Одређивање крутости на савијање за носаче серије II



Слика 5.121 – Одређивање крутости на савијање за носаче серије III



Слика 5.122 – Одређивање крутости на савијање за носаче серије IV

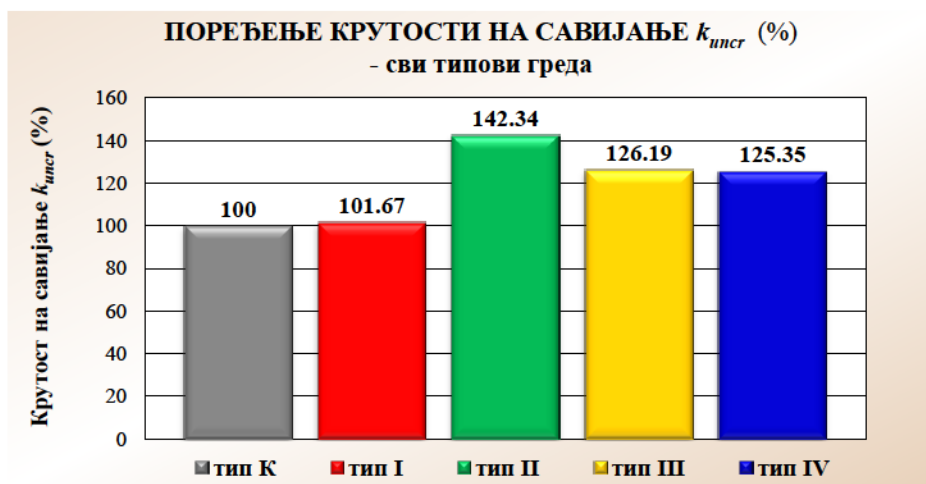
Табела 5.1 – Срачунате просечне крутости на савијање за носаче свих типова

Тип греда	$k_{uncr}$	$k_{cr}$	$k_{py}$
<b>K</b>	3,597	2,390	0,226
<b>I</b>	3,657	2,509	1,161
<b>II</b>	5,120	2,682	0,593
<b>III</b>	4,539	2,586	0,970
<b>IV</b>	4,509	2,665	0,899

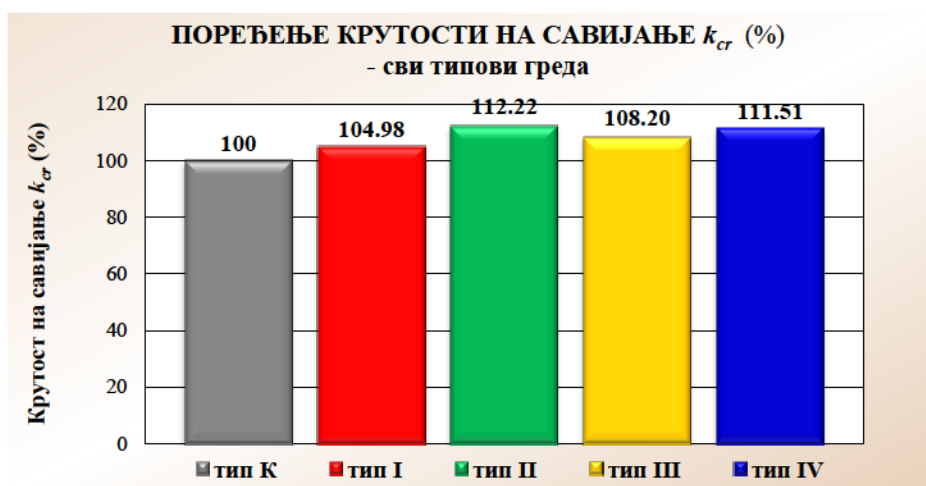
Може се уочити да армирано бетонски носачи ојачани фероцементним тракама поседују већу крутост на савијање од контролних у свим фазама оптерећивања до лома.

Процентуално, повећање крутости на савијање ојачаних носача у фази без прслина веће је од пораста крутости у фази након настанка прслина, а пре појаве течења арматуре (слике 5.123 и 5.124).

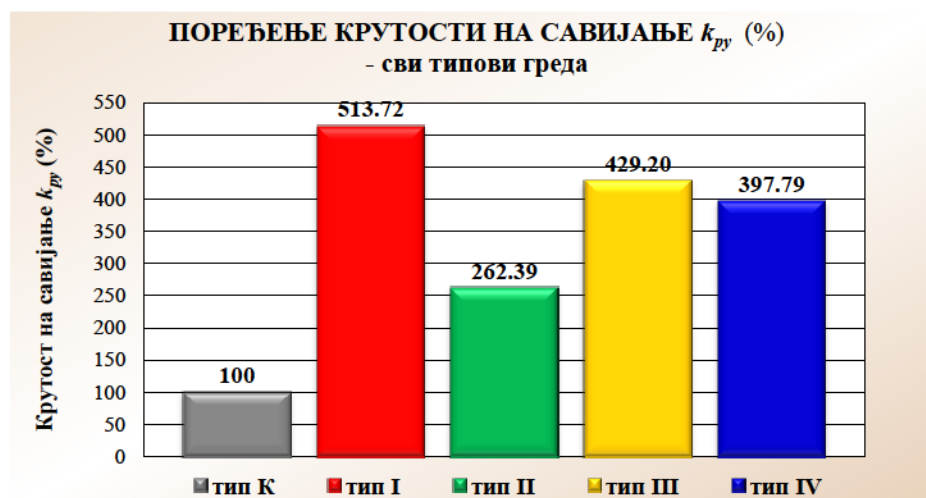
Најдоминантније повећање крутости на савијање ојачаних у односу на контролне АБ греде јавља се у фази након појаве течења арматуре, све до лома носача (слика 5.125). Са друге стране, ојачани носачи налазе се релативно кратко у овој фази, па је реалан ефекат повећања крутости на савијање (услед ојачања фероцементом) значајнији до тренутка појаве течења у арматури експерименталних модела.



Слика 5.123 – Поређење просечне крутости на савијање свих типова носача до појаве прслина у бетону ( $k_{инср}$ )



Слика 5.124 – Поређење просечне крутости на савијање свих типова носача у испрсколој фази до појаве течења арматуре ( $k_{cr}$ )



Слика 5.125 – Поређење просечне крутости на савијање свих типова носача после појаве течења арматуре ( $k_{ру}$ )

### 5.3.3. Анализа жилавости експерименталних гредних модела

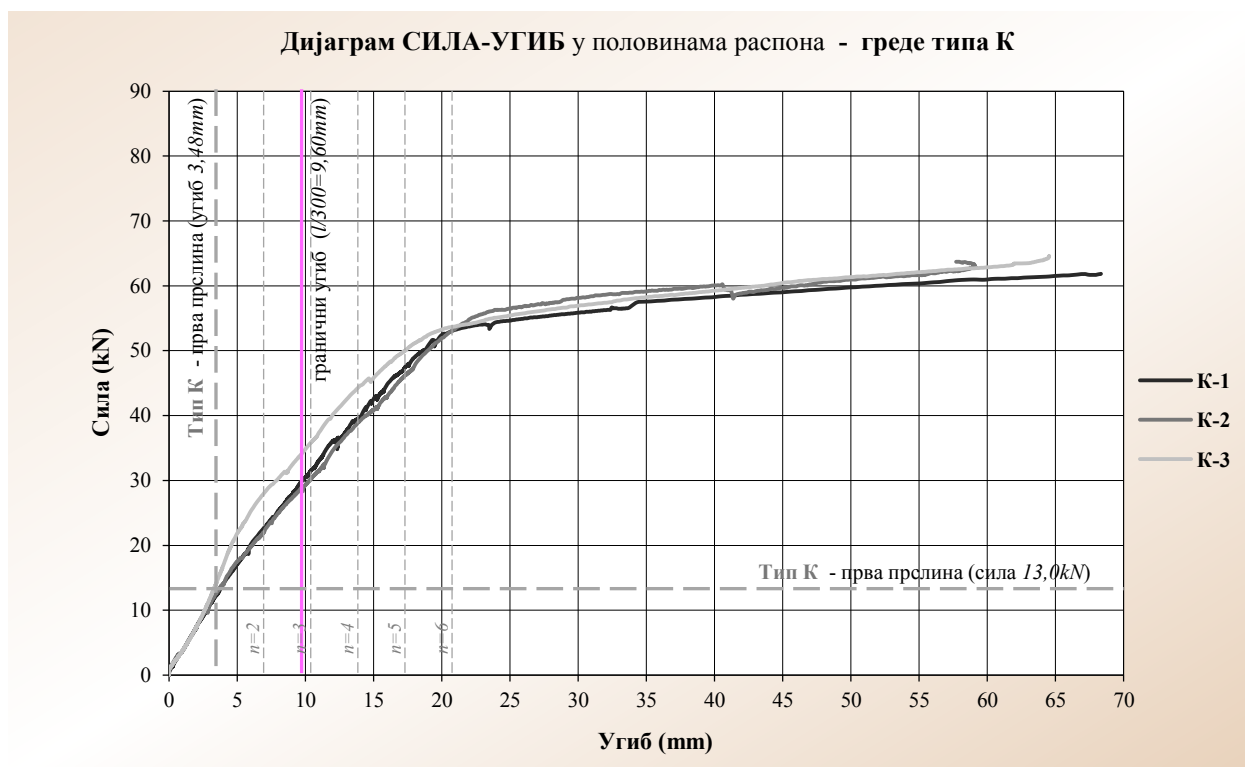
Жилавост носача оптерећених на савијање генерално се дефинише као мера апсорбције енергије потребне за деформацију носача приликом пријема оптерећења. Срачунава се као површина испод криве оптерећење-угиб.

Мера жилавости исказује се *индексом жилавости* ( $I_n$ ). Срачунавање индекса жилавости подразумева количник следеће две површине:

- површина ограничена  $x$ -осом, кривом оптерећење-угиб и вертикалном линијом повученом кроз унапред одређену "крајњу тачку",
- површина ограничена  $x$ -осом, кривом оптерећење-угиб и вертикалном линијом повученом кроз тачку која дефинише појаву прве прслине (или појаву граничног угиба).

Претходно поменуте "крајње тачке", према препорукама регулативе, представљале би вишеструке вредности појаве прве прслине.

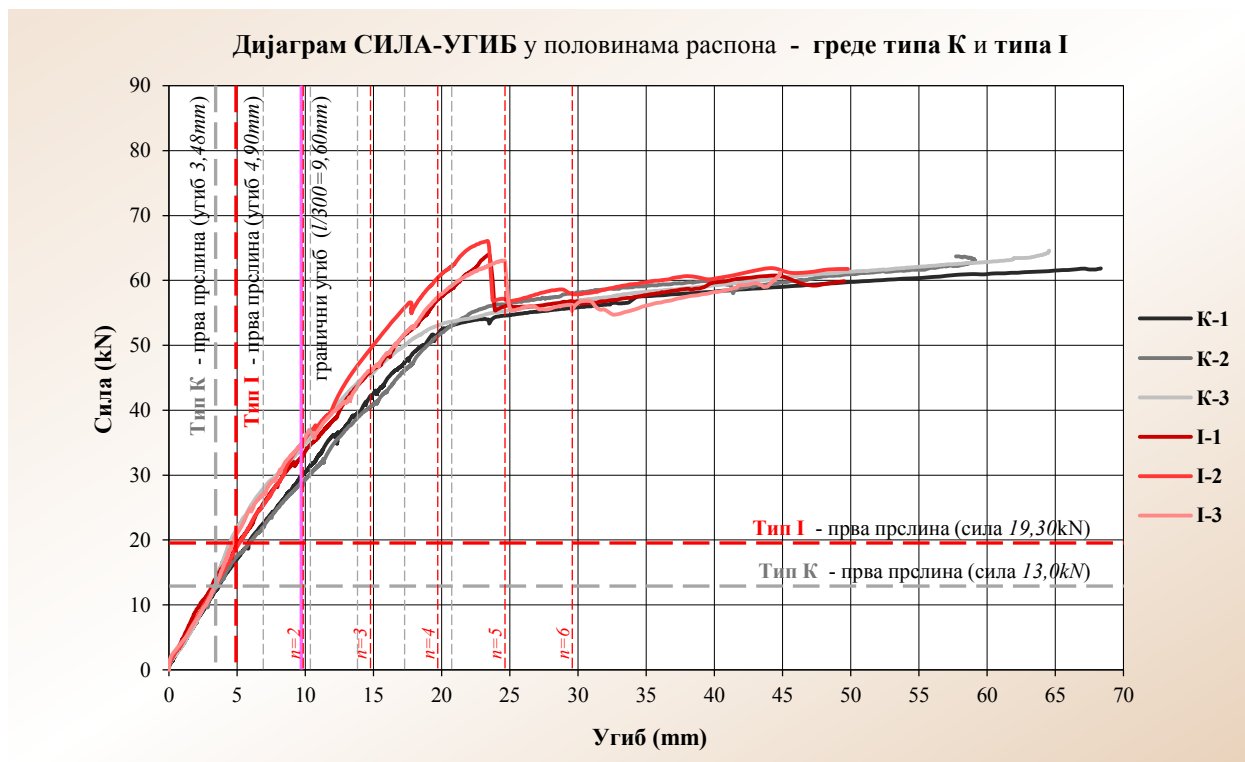
На слици 5.126, на дијаграму оптерећење-угиб, приказане су вредности које дефинишу појаву прве прслине (просечна вредност) и гранични угиб експерименталних модела типа **К**. Вишеструке вредности појаве прве прслине ("крајње тачке") означене су са  $n=2$  до  $n=6$ .



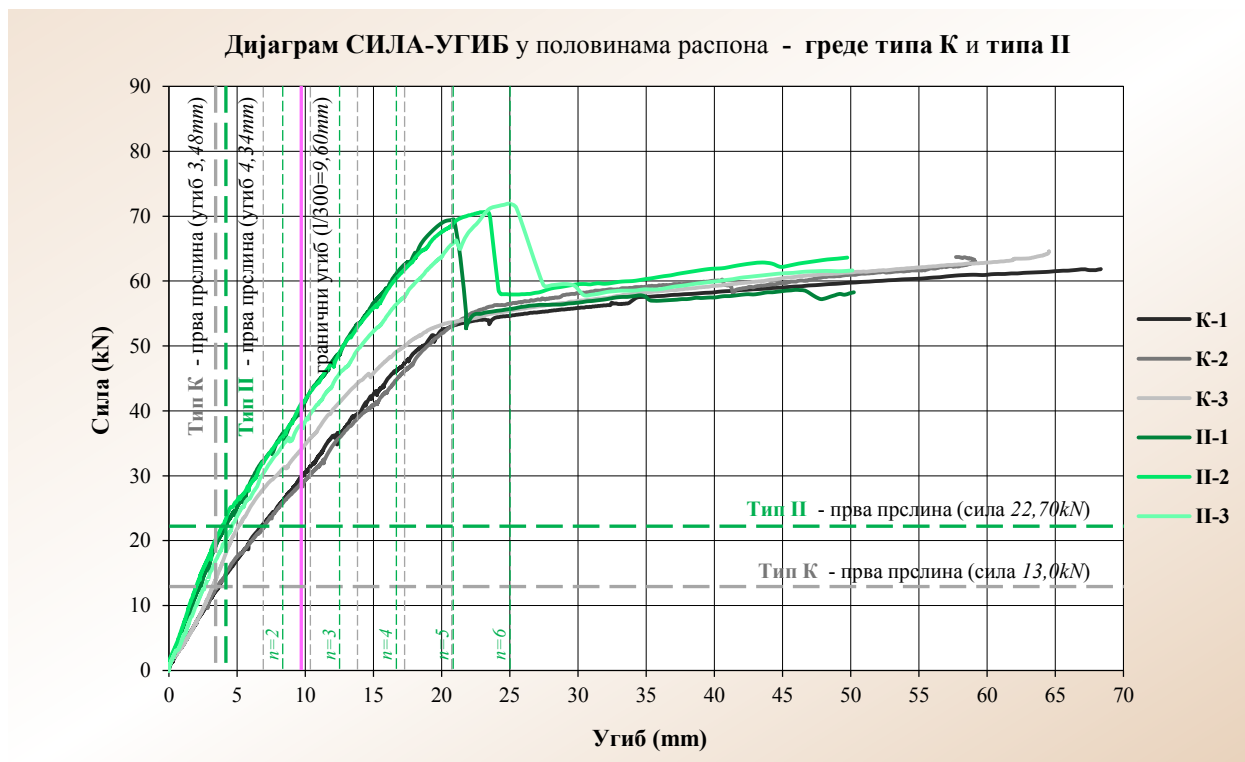
Слика 5.126 – Одређивање индекса жилавости  $I_n$  за носаче серије **К**

У даљем, на сликама 5.127, 5.128, 5.129 и 5.130 дати су дијаграми оптерећење-угиб преосталих, ојачаних експерименталних модела типа **I**, **II**, **III**, и **IV**, уз поређење са неојачаним-контролним гредама. Ови дијаграми такође садрже податак о појави прве прслине (просечна вредност), граничном угибу, као и "крајње тачке" ( $n=2$  до  $n=6$ ). Срачунате вредности индекса жилавости свих типова носача приказане су у *табели 5.2*.

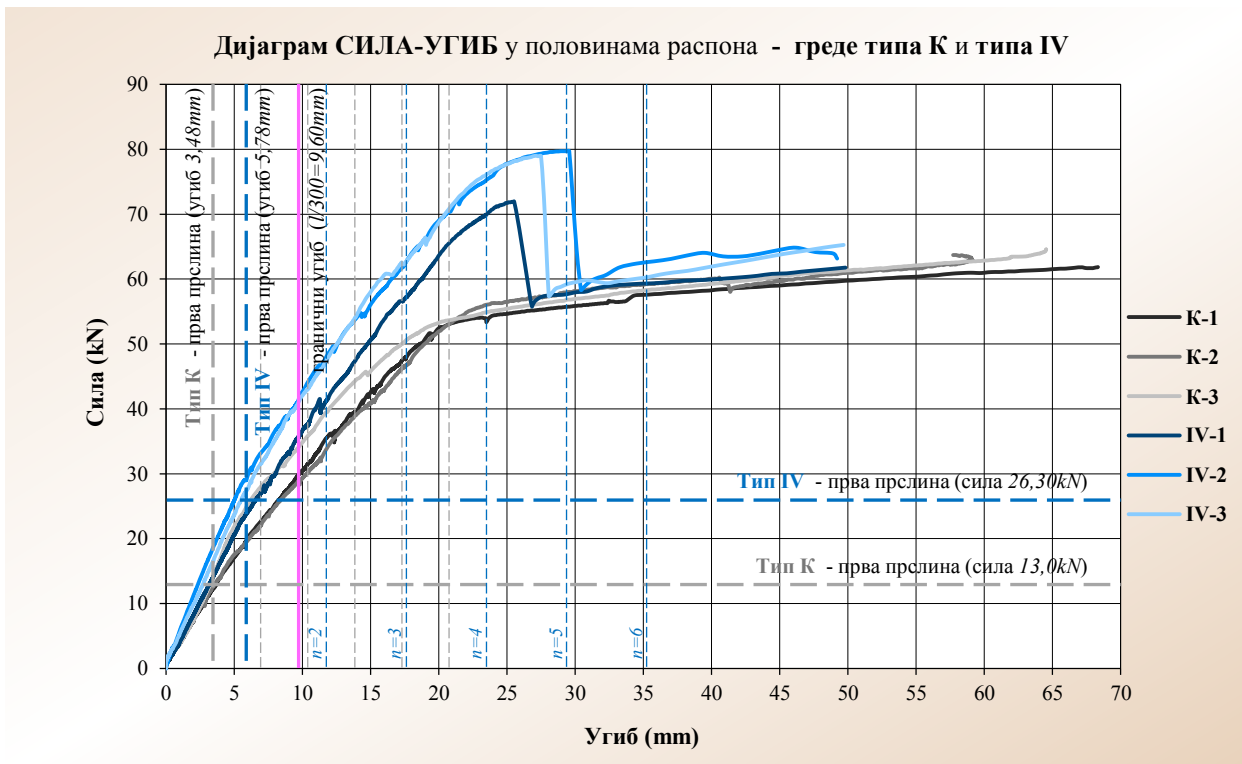
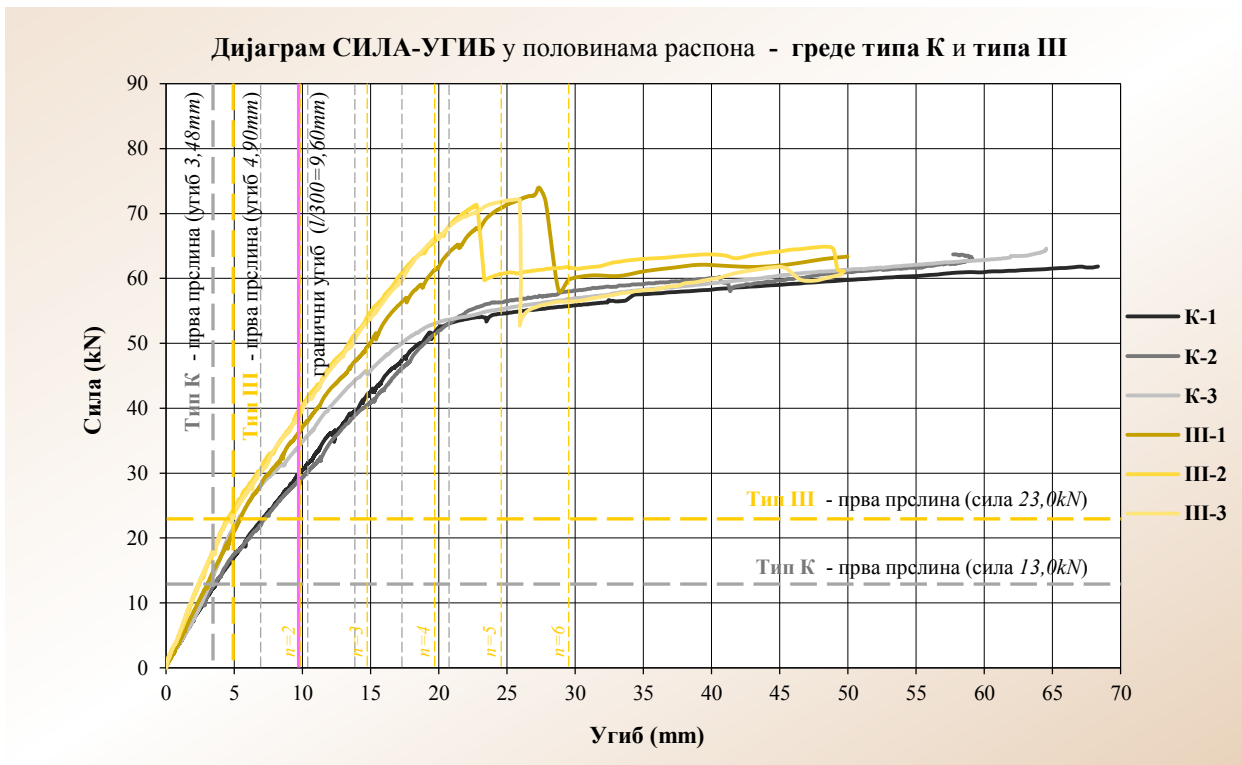




Слика 5.127 – Одређивање индекса жилавости  $I_n$  за носаче серије I и поређење са носачма серије K



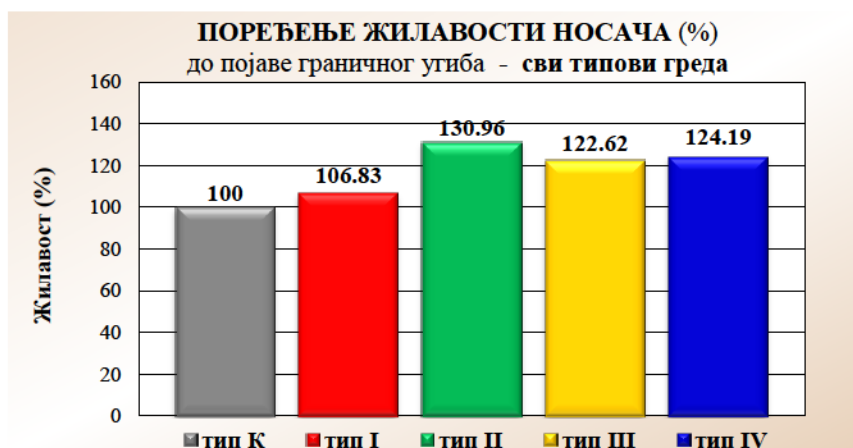
Слика 5.128 – Одређивање индекса жилавости  $I_n$  за носаче серије II и поређење са носачма серије K



Табела 5.2 – Срачунате средње вредности индекса жилавости  $I_n$  за носаче свих типова

Тип греда	Индекс жилавости	$n=2$	$n=3$	$n=4$	$n=5$	$n=6$
К	$I_n$	3,578	7,463	12,482	18,678	25,604
І		3,814	7,890	13,271	19,365	25,145
ІІ		3,575	7,319	12,044	17,660	23,316
ІІІ		3,628	7,525	12,464	18,147	23,628
ІV		3,702	7,680	12,716	17,875	22,335

Обзиром да сви типови експерименталних модела имају исти распон, па самим тим и гранични угиб, могуће је упоредити вредности апсорбоване енергије потребне за деформацију носача (жилавост) до тренутка постизања граничног угиба ( $9,60mm$ ). Ефекат ојачања фероцементом је повећање жилавости од  $6,83\%$  до  $30,96\%$  (слика 5.131).



Слика 5.131 – Поређење просечне жилавости свих типова носача до појаве граничног угиба

Поређењем вредности апсорбоване енергије потребне за деформацију носача до тренутка настанка првих прлина у бетону, уочава се знатно повећање жилавости ојачаних модела ( $78,03\%$  до  $200,69\%$ ), што је приказано на слици 5.132.



Слика 5.132 – Поређење просечне жилавости свих типова носача до појаве прлина у бетону

### 5.3.4. Анализа дуктилности експерименталних гредних модела

Дуктилност, као важна карактеристика армирано бетонских носача, може се дефинисати као способност носача да претрпи нееластичне деформације без смањења капацитета ношења оптерећења.

Дуктилност армирано бетонских носача може се срачунати као однос угиба, закривљености, ротације или апсорбоване енергије, одређених у две карактеристичне тачке – при номиналној носивости и при појави течења у арматури. Срачунавање дуктилности АБ носача ојачаних фероцементом додатно се компликује због присуства више различитих материјала спрегнутих у јединствен пресек. У овом истраживању коришћена су два приступа:

- приступ на бази деформације,
- приступ на бази апсорбоване енергије.

#### 5.3.4.1. Одређивање дуктилности на бази деформације носача

Дуктилност носача на бази деформација одређује се помоћу угиба носача. Изражава се *индексом дуктилности* ( $\mu_D$ ) и представља однос угиба у тренутку лома носача и угиба при појави течења арматуре у затегнутој зони носача. Везујући се за *слику 5.117 (Badawi, 2007)*, израз за срачунавање индекса дуктилности гласи:

$$\mu_D = \frac{\Delta_{ult}}{\Delta_y}$$

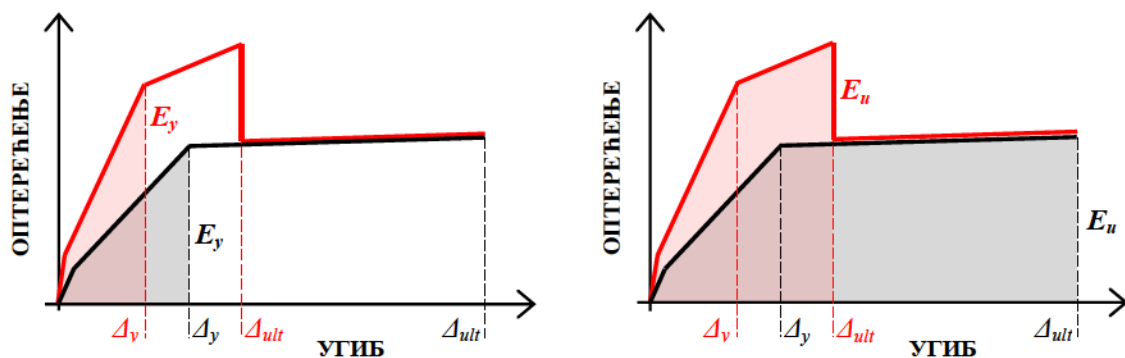
Табела 5.3 – Срачунате средње вредности индекса дуктилности  $\mu_D$  за носаче свих типова

Тип греда	К	I	II	III	IV
Индекс дуктилности $\mu_D$	3,107	1,088	1,069	1,119	1,208

#### 5.3.4.2. Одређивање дуктилности на бази апсорбоване енергије

Дуктилност носача на бази апсорбоване енергије одређује се помоћу површина срачунаних испод криве оптерећење-угиб. Изражава се *индексом дуктилности* ( $\mu_E$ ) и представља однос апсорбоване енергије у тренутку лома носача и енергије апсорбоване до појаве течења арматуре (*Thomsen et al., 2004*). Овај приступ довољно је тачан и применљив за поређење греда са различитим геометријским и материјалним карактеристикама.

Индекс дуктилности дефинише се следећим линеарним изразом, везаним за *слику 5.133*:



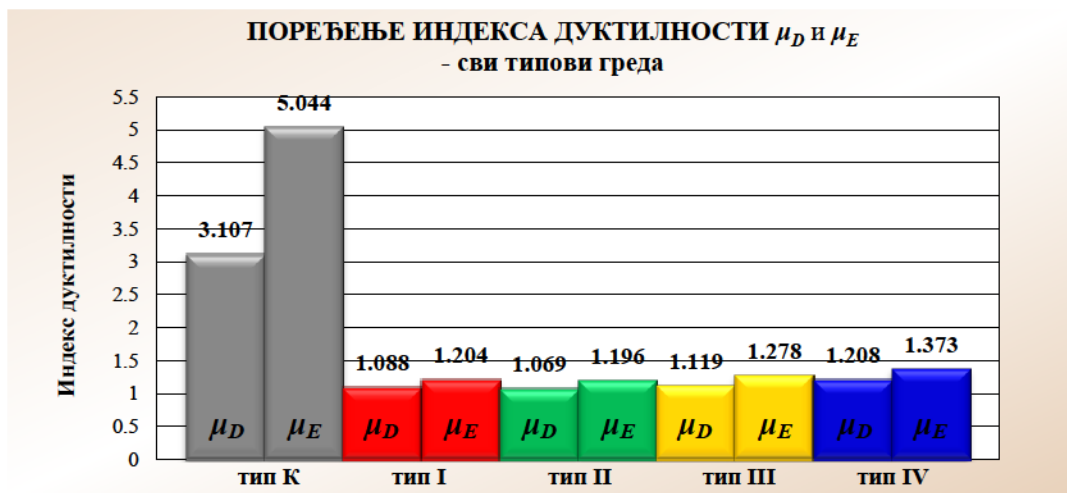
Слика 5.133 – Дефинисање апсорбоване енергије неојачаних и ојачаних носача (Thomsen et al., 2004)

$$\mu_E = \frac{E_u}{E_y}$$

- где је:
- $\mu_E$  = индекс дуктилности
  - $E_y$  = апсорбована енергија у тренутку појаве течења арматуре носача
  - $E_u$  = апсорбована енергија у тренутку лома носача

Табела 5.4 – Срачунате средње вредности индекса дуктилности  $\mu_E$  за носаче свих типова

Тип греда	К	I	II	III	IV
Индекс дуктилности $\mu_E$	5,044	1,204	1,196	1,278	1,373



Слика 5.134 – Поређење индекса дуктилности  $\mu_D$  и  $\mu_E$  свих типова носача

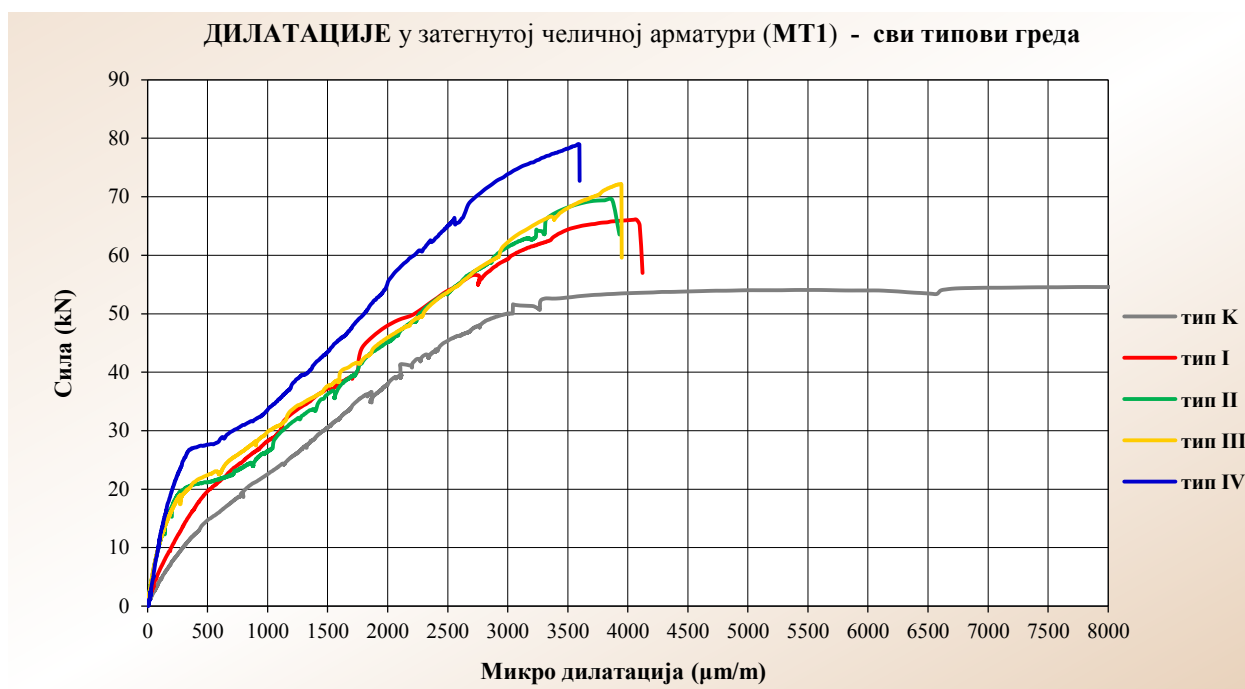
Без обзира на приступ, уочава се чињеница да ојачани модели имају мању дуктилност од контролних АБ греда (табеле 5.3 и 5.4, слика 5.134). Смањење дуктилности ојачаних у односу на неојачане моделе није повољна карактеристика, те о овом проблему треба водити рачуна.

Од значаја је истаћи чињеницу, да после отказа фероцементног ојачања гредни носач задржава дуктилност неојачане греде, односно има неку врсту "резервне" дуктилности, што представља повољан пратећи ефекат, нарочито у случају сеизмичких дејстава.

### 5.3.5. Анализа дилатација у челичној арматури

Приказане дилатације у затегнутој челичној арматури (слика 5.135) у потпуности прате глобално понашање свих типова носача под пробним оптерећењем до лома.

На дијаграму се може уочити еластично понашање затегнутих профила до тренутка појаве првих прелина у бетону. Величина дилатација у овој зони релативно је мала, а у зависности од степена ојачања примећује се разлика у сили која представља границу еластичног понашања челичне арматуре. Поређењем са дилатацијама мереним на дилатомеру **D2** (слика 5.140) може се закључити да су дилатације затегнуте арматуре компатибилне са дилатацијама у затегнутом бетону, у домену еластичности.



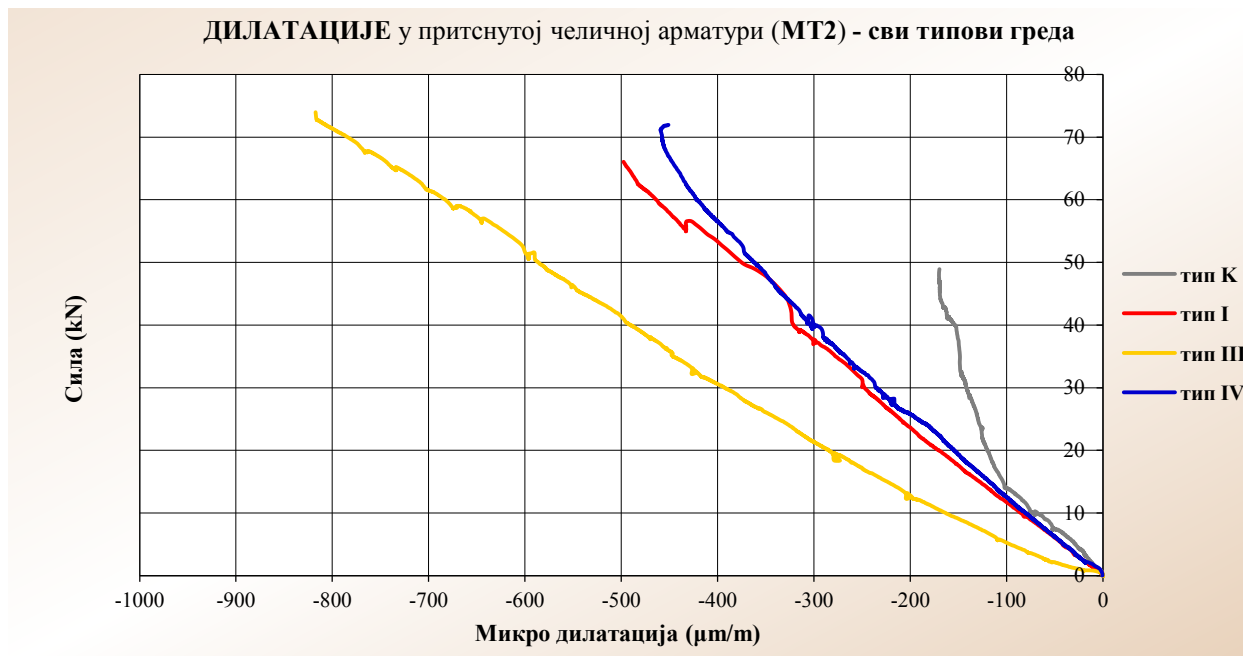
Слика 5.135 – Карактеристични дијаграми дилатација у затегнутој челичној арматури, мерених на **MT1** у половинама распона свих типова модела

Након развоја првих прелина долази до прерасподеле напона затезања у бетону и арматури. Губитак адхезије изазива појаву прелина, а затим и повећање напона затезања у арматурним профилима, те дилатације нелинеарно расту до тренутка појаве течења затегнуте арматуре. Након тога нелинеарни пораст дилатација је још израженији до постизања силе лома и отказивања носивости носача.

Затегнута арматура ојачаних носача прихвата већу силу затезања од затегнуте арматуре контролних (неојачаних) греда, те се може констатовати ефекат ојачања фероцементним тракама.

Са друге стране, интервал од појаве течења арматуре до фазе лома знатно је мањи код ојачаних у односу на неојачане носаче, што потврђује мању дуктилност експерименталних модела типа **I**, **II**, **III** и **IV**.

Дилатације у притиснутој челичној арматури приказане су на слици 5.136. У зони еластичног понашања експерименталних модела ове дилатације су линеарне и занемарљиво мале. Након појаве прелина пораст дилатација има континуалан ток, док ефекат ојачања носача у затегнутој зони изазива појаву већих дилатација у притиснутим арматурним профилима у односу на неојачане носаче.



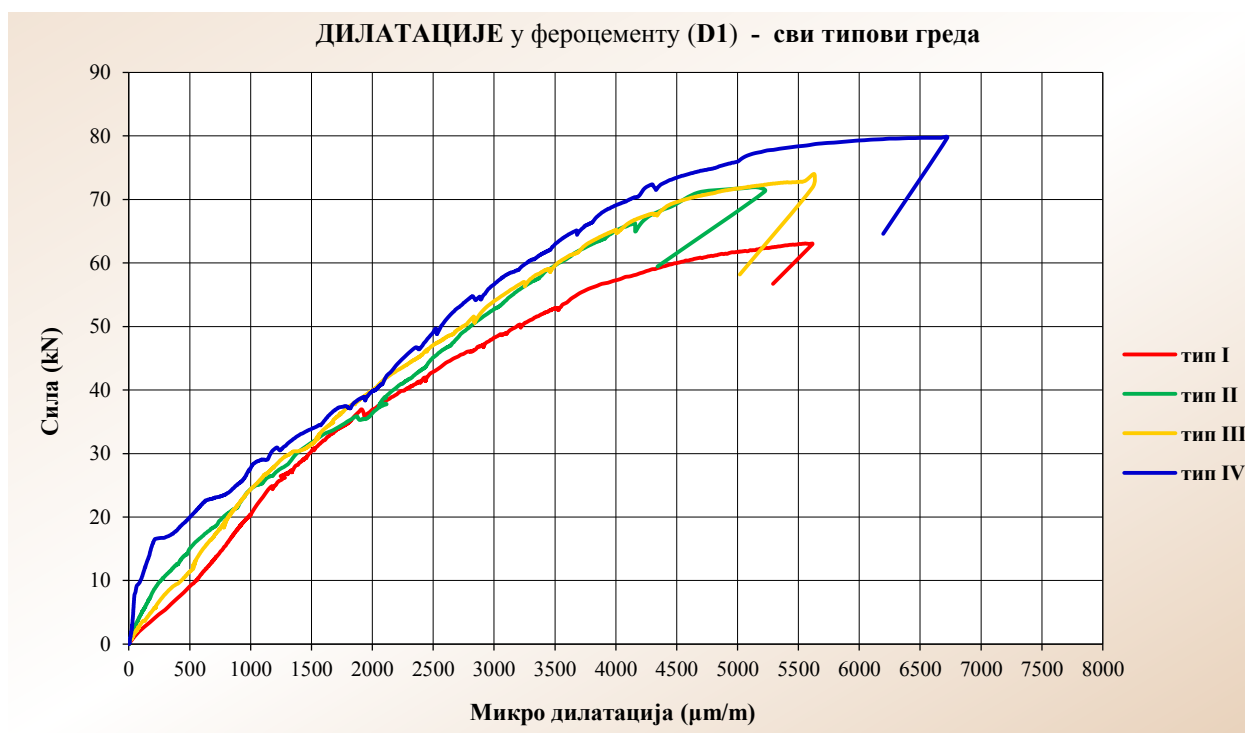
Слика 5.136 – Карактеристични дијаграми дилатација у притиснутој челичној арматури, мерених на **MT2** у половинама распона свих типова модела

У сваком случају, величина дилатација у притиснутој арматури, у тренутку лома носача, веома је мала у односу на максималне дилатације дефинисане за челик арматурних профила. Треба напоменути да је у току испитивања носача типа **II** дошло до потпуног отказивања мерне траке **MT2**, те на дијаграму дилатација у притиснутој челичној арматури нема криве за овај тип носача.

### 5.3.6. Анализа дилатација у фероцементу

Фероцементне траке, као вид ојачања АБ носача, су елементи који се цели налазе у затегнутој зони носача. Изложене су затезању услед савијања, али се због геометрије носача и својих димензија практично понашају као затегнути елементи. Силе затезања у слојевима микроарматуре готово су једнаке, те до отказа носивости и кидања челичних жица долази у кратком временском интервалу.

На слици 5.137 приказане су дилатације мерене дилатомером **D1**, постављеним на доњој ивици фероцемента, односно доњој затегнутој ивици ојачаних носача. Може се уочити да на дијаграму доминира зона нелинеарног понашања фероцемента. Због веома крпе цементне матрице фероцементни елементи брзо излазе из домена еластичног понашања, те у највећем делу процеса оптерећивања прихватају силу затезања у постнапрслинској фази. Овај ефекат је у потпуној сагласности са поставкама и теоријом прорачуна фероцементних конструкцијских елемената.



Слика 5.137 – Карактеристични дијаграми дилатација у фероцементу, мерених на **D1** у половинама распона свих типова модела

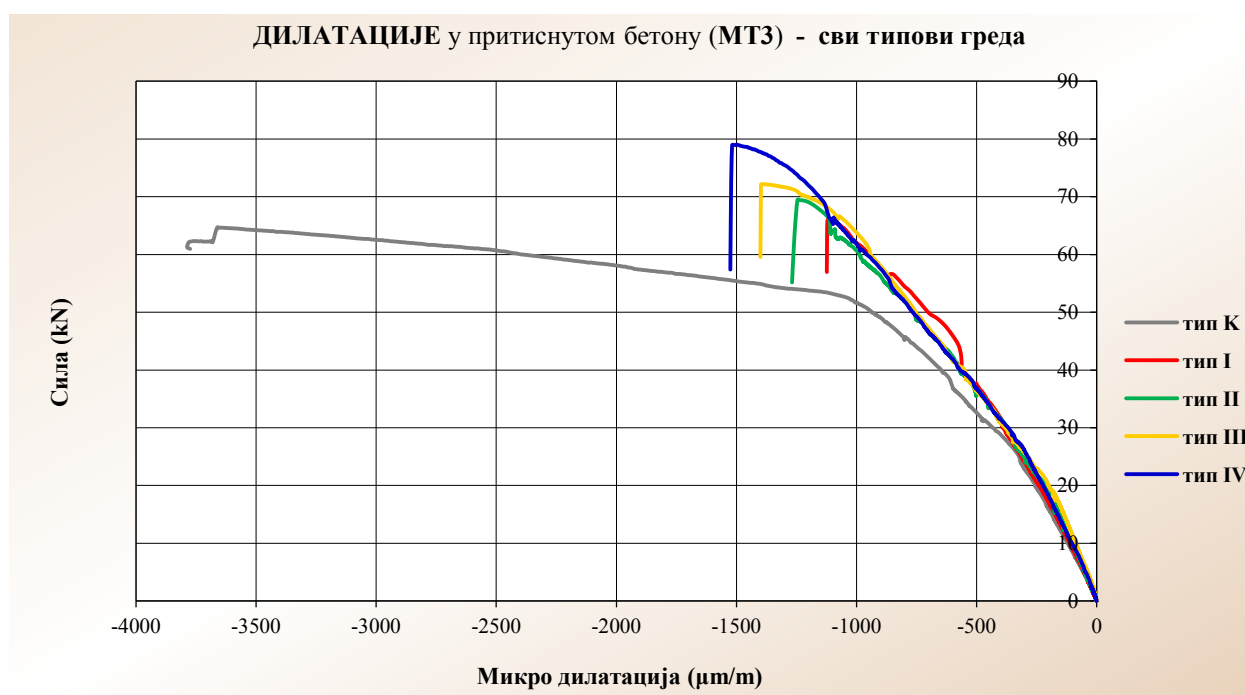
Развој дилатација у фероцементу сличан је код свих типова ојачаних носача. Број слојева микроарматуре директно је утицао на пријем силе затезања, односно на интензитет оптерећења које је изазивало лом носача. При преласку из еластичног у нелинеарно понашање, фероцементни елементи формирају мрежу микропрлина (које нису визуелно уочене у току експерименталног испитивања). Тек након достизања тачке течења микроарматуре и почетка изразито нелинеарног понашања, на фероцементу се формира неколико прлина видљивих лупом или голим оком, од којих једна постаје доминантна и у којој долази до кидања слојева микроарматуре, те колапса носача.



### 5.3.7. Анализа дилатација у бетону

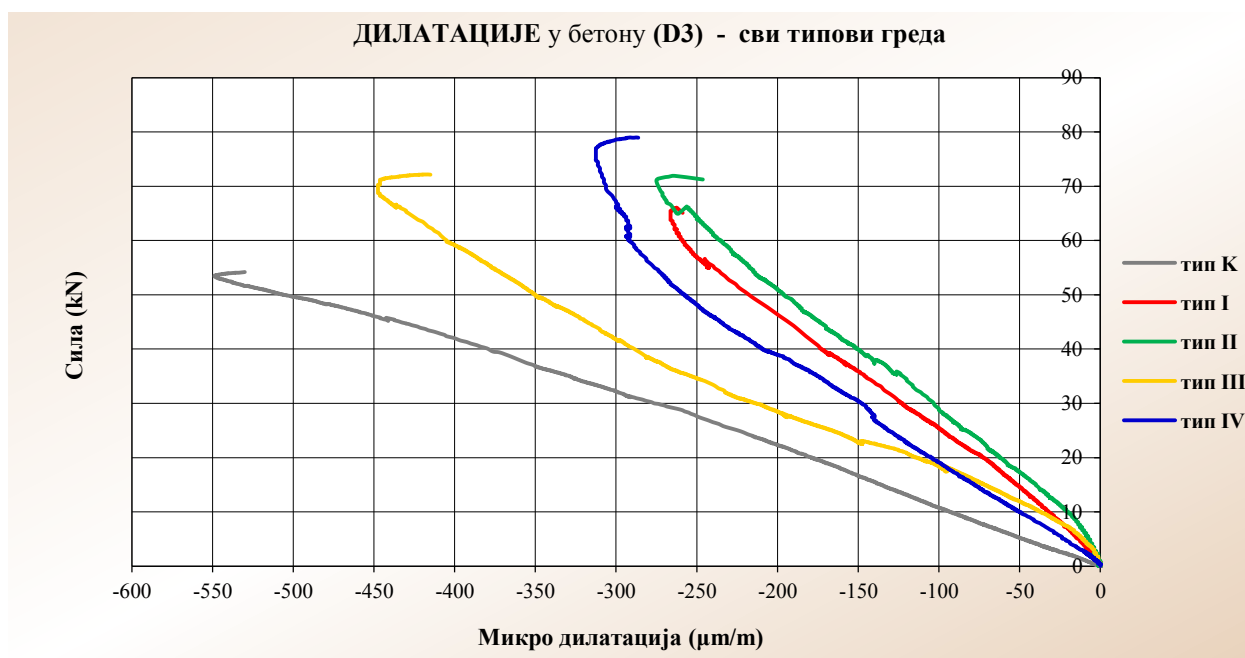
Дилатације у притиснутом бетону праћене су на два мерна места.

Мерним тракама **МТЗ** очитаване су дилатације на горњој притиснутој површини носача (слика 5.138). На основу резултата може се констатовати да су дилатације на овом мерном месту линеарне и занемарљиво мале у зони еластичног понашања свих типова носача. Након појаве прелина дилатације имају бржи развој и континуални ток до појаве течења у затегнутој арматури. У последњој фази прираштај дилатација је већи и у потпуној сагласности са глобалним понашањем експерименталних модела. Ефекат ојачања носача у затегнутој зони изазива два до три пута мање дилатације на горњој притиснутој површини ојачаних носача у односу на контролне АБ греде.

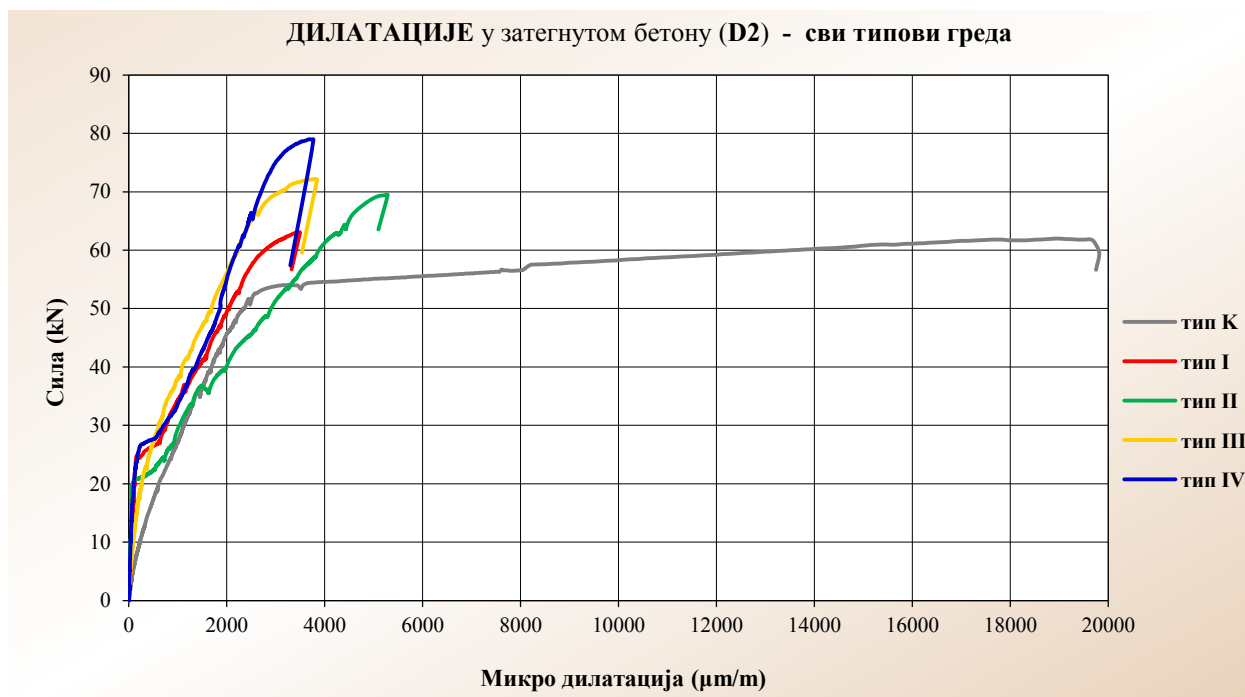


Слика 5.138 – Карактеристични дијаграми дилатација у притиснутом бетону, мерених на **МТЗ** у половинама распона свих типова модела

Дилатомером **D3** мерене су дилатације у притиснутом бетону на бочној страни носача, на растојању  $50\text{mm}$  од горње ивице пресека. Вредности очитаних дилатација приказане су на слици 5.139. На овом дијаграму такође је уочљив линеарни прираштај дилатација у зони еластичног понашања носача, при чему су вредности дилатација занемарљиво мале. Вредности дилатација ојачаних носача на овом мерном месту брже расту од појаве прелина до лома носача, али су њихове максималне вредности и даље занемарљиво мале и сличне дилатацијама контролних носача.



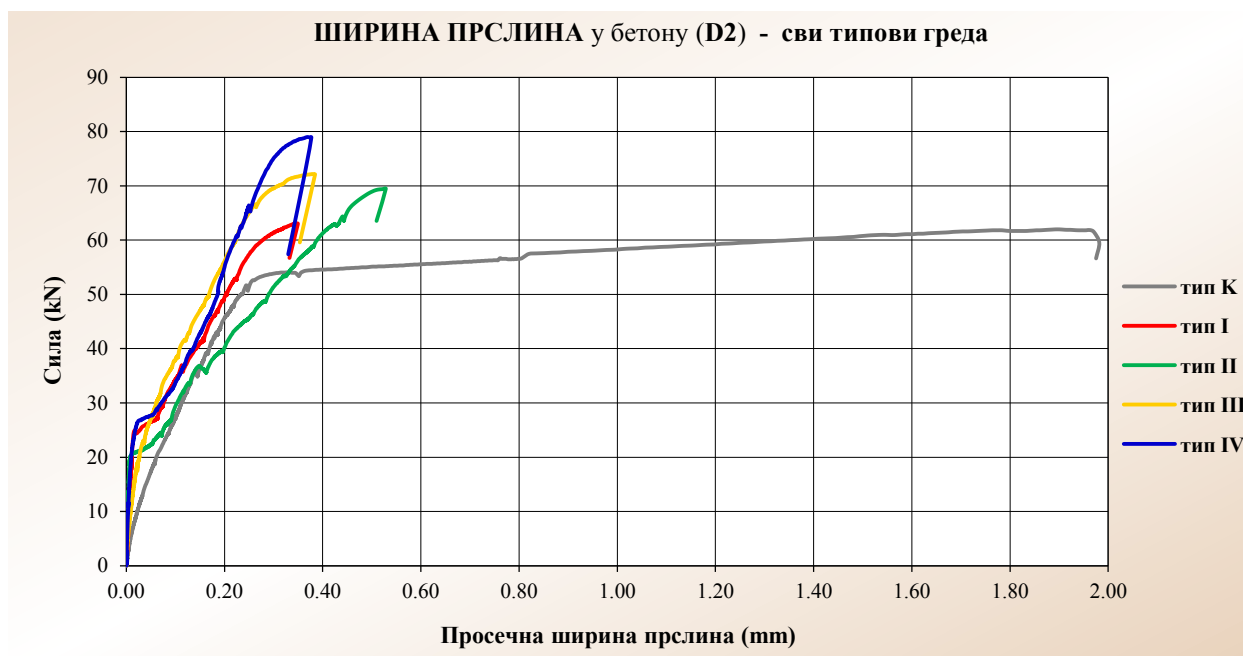
Дилатације у затегнутом бетону мерене су дилатомером **D2** на бочној страни носача, на растојању  $20mm$  од доње ивице бетонског пресека. Њихове вредности приказане су на слици 5.140. До појаве прве прслине дилатације су линеарне, занемарљиво мале и компатибилне са дилатацијама у затегнутој челичној арматури. Већи прираштај дилатација одвија се до појаве течења арматуре, а нагли до тренутка лома носача. Генерално, дилатације у затегнутом бетону имају сличан облик са дилатацијама затегнуте арматуре.



### 5.3.8. Анализа ширине прслина у бетону и фeroцементу

Појава и развој прслина експерименталних модела праћени су визуелно, а распоред прслина означаваан је на бочним странама носача у току процеса оптерећивања до лома. Истовремено, збирну ширину прслина у бетону и фeroцементу било је могуће континуирано квантитативно регистровати претварачима померања - дилатомерима **D1** и **D2**, на дужини базе инструмента од  $100\text{mm}$ , постављеним у половинама распона гредних носача.

Дилатомер **D2**, постављен на растојању  $20\text{mm}$  од доње ивице бетонског пресека, мерио је вредности у бетону, представљене на слици 5.141. Анализа и коментар резултата могући су, обзиром да издужења у бетону до појаве првих прслина имају занемарљиво малу вредност (приближно  $0,008\text{mm}$ ) и не третирају се као ширина прслина. Са друге стране, на дужини базе инструмента од  $100\text{mm}$  готово увек се формирала једна (доминантна) прслина, чију ширину инструмент прати са прецизношћу до  $1/1000$  део  $\text{mm}$ .

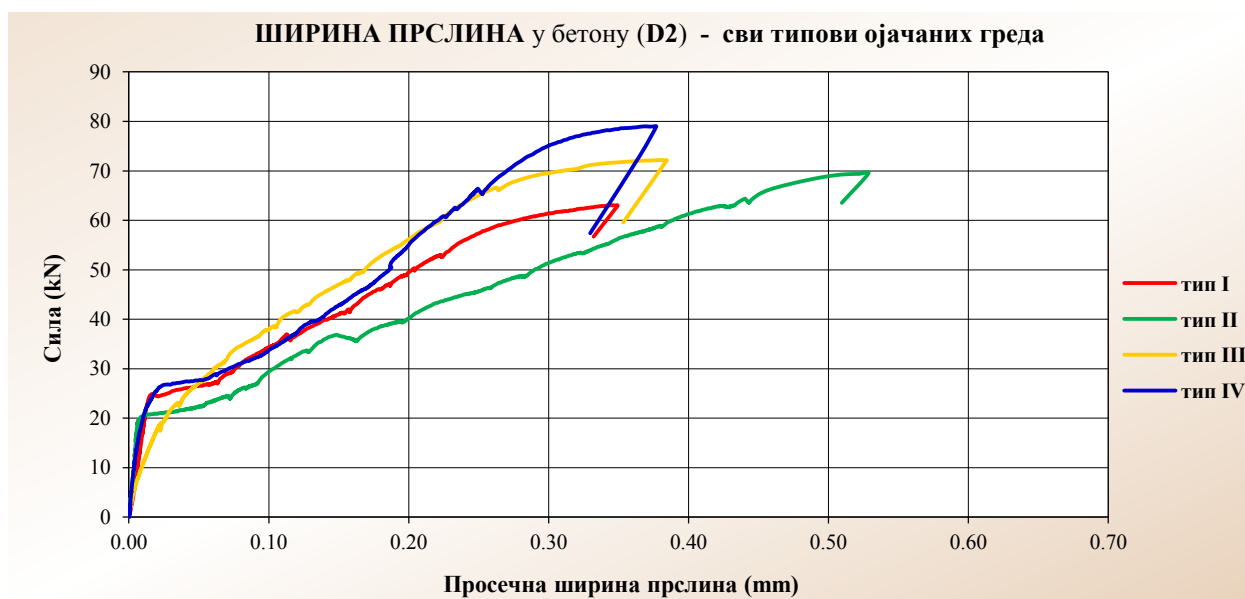


Слика 5.141 – Карактеристични дијаграми сила-ширина прслина у затегнутом бетону, мерених на **D2** у половинама распона свих типова модела

Са дијаграма "сила-ширина прслина" може се уочити да се, уз повећање носивости, знатно смањују отвори прслина ојачаних носача у односу на контролне АБ греде. Развој прслина у бетону повољнији је уз присуство фeroцементног ојачања, али би повећање дуктилности ојачаних модела водило ка већим вредностима ширина прслина.

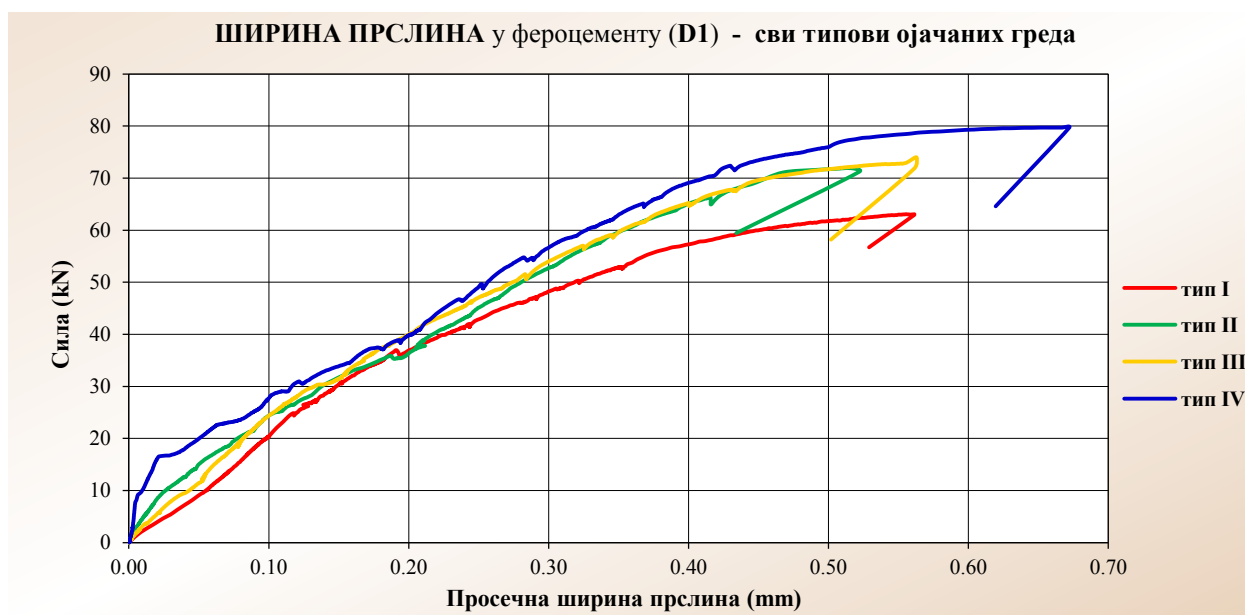
Заједно са претходно поменутом констатацијом да су угиби ојачаних носача двоструко мањи у односу на угибе неојачаних греда, закључује се да ојачање АБ носача фeroцементним тракама има веома повољан ефекат на гранично стање употребљивости. Двоструко или троструко мање вредности максималног угиба и максималне ширине прслине ојачаних греда у односу на неојачане могу бити веома применљив податак у пракси.

На слици 5.142 приказани су дијаграми ширина прслина само ојачаних експерименталних модела, ради лакшег сагледавања прираштаја ширине прслина и ради поређења са дијаграмима ширине прслина у фероцементу, мерених дилатомером **D1**, постављеним на доњој страни фероцемента, тј. доњој затегнутој страни ојачаних носача.



Слика 5.142 – Карактеристични дијаграми сила-ширина прслина у затегнутом бетону, мерених на **D2** у половинама распона свих типова ојачаних модела

За разлику од затегнутог бетона, где се јасно уочава прелазак из линеарног у нелинеарно понашање носача, код фероцементних трака (слика 5.143) фаза еластичности је много мања. У цементној матрици практично одмах долази до развоја микропрслина, које затим нелинеарно расту до тренутка лома носача. Прслине брже расту од тренутка појаве течења у микроарматури, док су максималне вредности ширине прслина мање у односу на прслине на доњој затегнутој ивици контролних АБ носача.



Слика 5.143 – Карактеристични дијаграми сила-ширина прслина у фероцементу, мерених на **D1** у половинама распона свих типова ојачаних модела

### 5.3.9. Стање прслина експерименталних гредних модела

Један од најважнијих параметара сагледавања понашања експерименталних носача (ојачаних и контролних) под пробним оптерећењем до лома јесте управо стање прслина у бетону и фeroцементу. Под стањем прслина подразумева се појава, распоред, ширина и развој прслина у функцији од оптерећења.

Ширине прслина у функцији од оптерећења мерене су претварањима померања (*LVDТ*) означеним са **D1** (на фeroцементу) и **D2** (на затегнутом бетону). Карактеристичне вредности ширине прслина свих типова носача приказане су у 5.3.8. *Анализа ширине прслина у бетону и фeroцементу*.

На основу измерених вредности закључено је да до настанка прслина у бетону постоји потпуна компатибилност између челичне затегнуте арматуре и затегнутог бетона, те да нема клизања на њиховом споју. Са порастом оптерећења долази до повећања силе затезања у арматури. Пренос силе затезања са арматуре на бетон престаје прекорачењем напона приањања (адхезије). Након тога јавља се проклизавање између бетона и арматуре и прекорачење напона затезања у бетону. Резултат је настанак прслине. Од тог тренутка комплетно затезање на месту појаве прслине прихвата само арматура. Напредовањем дилатација у арматури повећава се и отвор прслине.

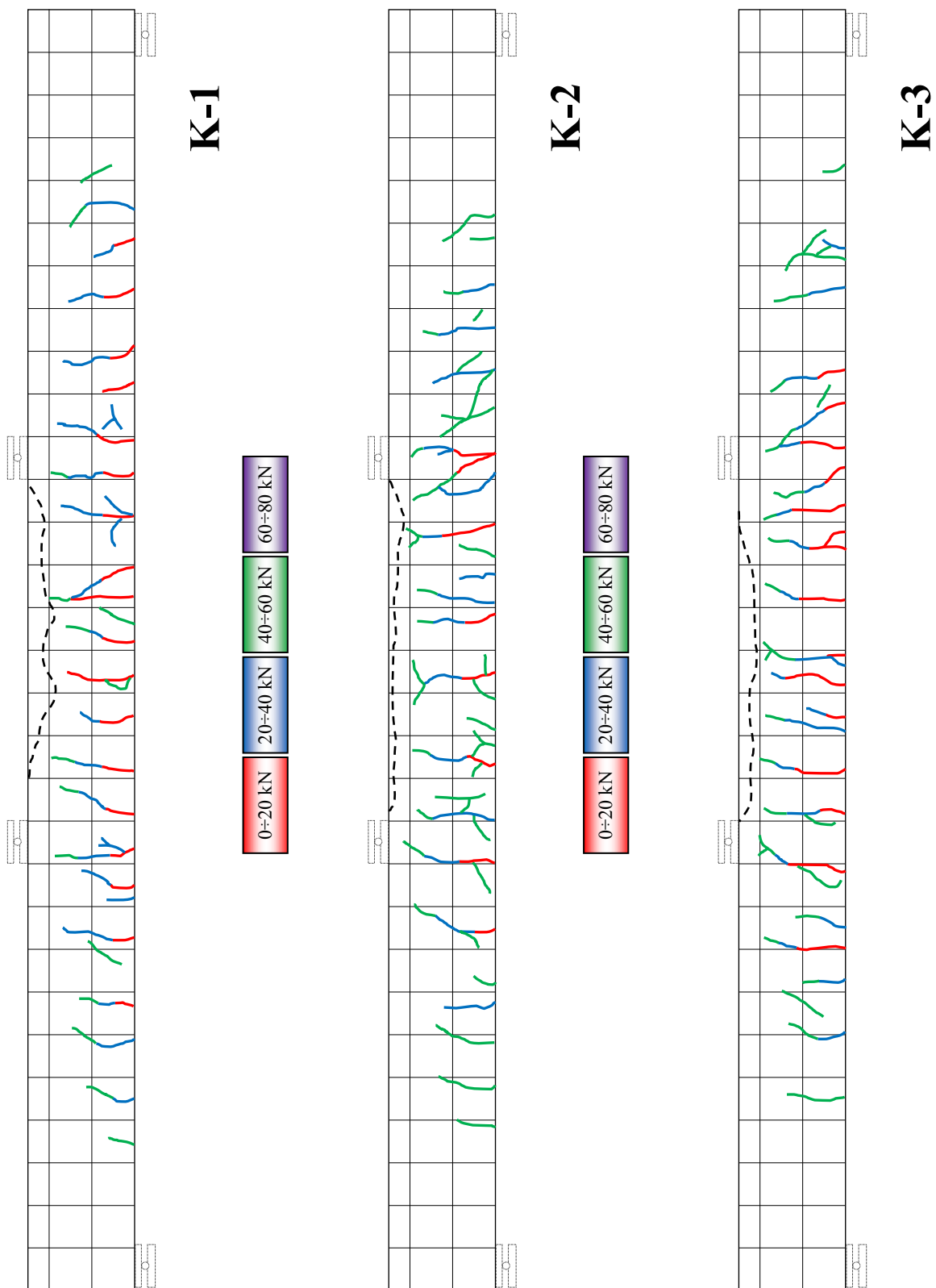
За разлику од армираног бетона, фeroцемент поседује крту цементну матрицу, те је компатибилност између микроарматуре и цементне матрице присутна у врло кратком интервалу. Након проклизавања између слојева жица и матрице настаје серија микропрслина. У фази јако нелинеарног раста дилатација, из мреже микропрслина формира се неколико већих прслина у средњој трећини распона носача, од којих једна постаје доминантна. Управо у том пресеку долази до отказивања носивости слојева микроарматуре, што у коначном доводи до лома носача.

Истовремено, прслине на експерименталним моделима праћене су визуелно, а регистроване су фото и видео документацијом, као и бележењем значајних запажања. Једна бочна страна сваког модела била је "шрафирана" хоризонталним и вертикалним линијама на међусобном растојању од *100mm*, а прслине исцртаване у неколико боја (у зависности од интензитета оптерећења које их је изазивало). На основу прикупљених података нацртане су "мапе прслина" свих испитиваних носача и приказане на *сликама 5.144, 5.145, 5.146, 5.147 и 5.148*. "Мапе прслина" послужиле су за сагледавање настанка, распореда и развоја прслина у функцији од оптерећења.

Све прслине у средњој трећини распона експерименталних модела пружају се претежно управно на подужну осу носача, што је резултат дејства момената савијања. Са повећањем трансверзалних сила, односно косих затезућих напона, прслине прате правац главних напона затезања.

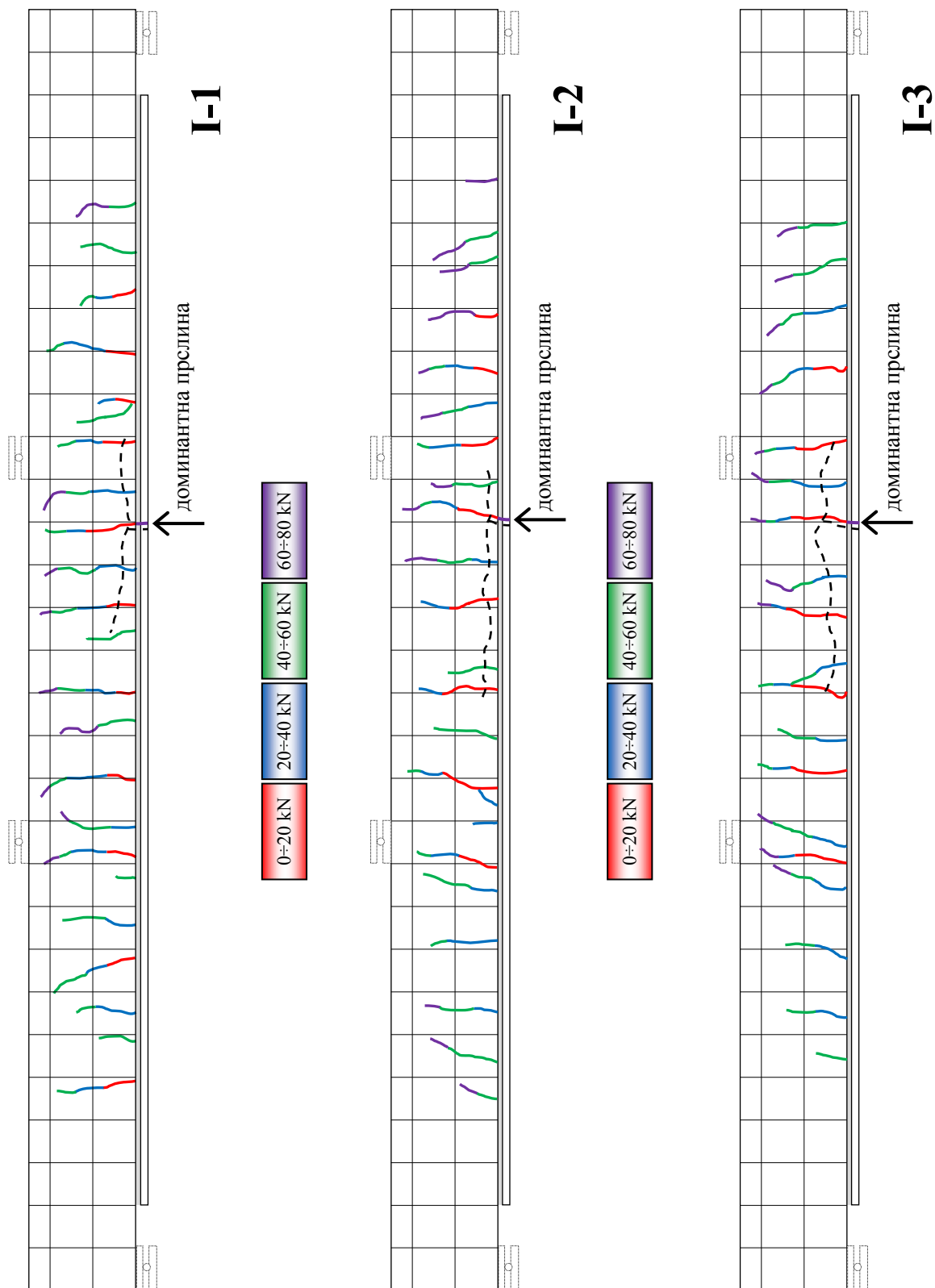
Код ојачаних носача свих типова, иницијалне прслине јављају се на подужном размаку од приближно *20cm*, док су иницијалне прслине на контролним (неојачаним) гредама на мањем растојању (приближно *15cm*). Са повећањем оптерећења долази до развоја прслина по висини греде, као и до прогушћења прслина у подужном смислу. Такође се уочава утицај степена ојачања носача (број слојева микроарматуре, дебљина фeroцементa) на ниво развоја прслина, као и на величину ширине прслина у функцији од интензитета оптерећења.

### 5.3.9.1. Мапа прлина експерименталних модела типа К



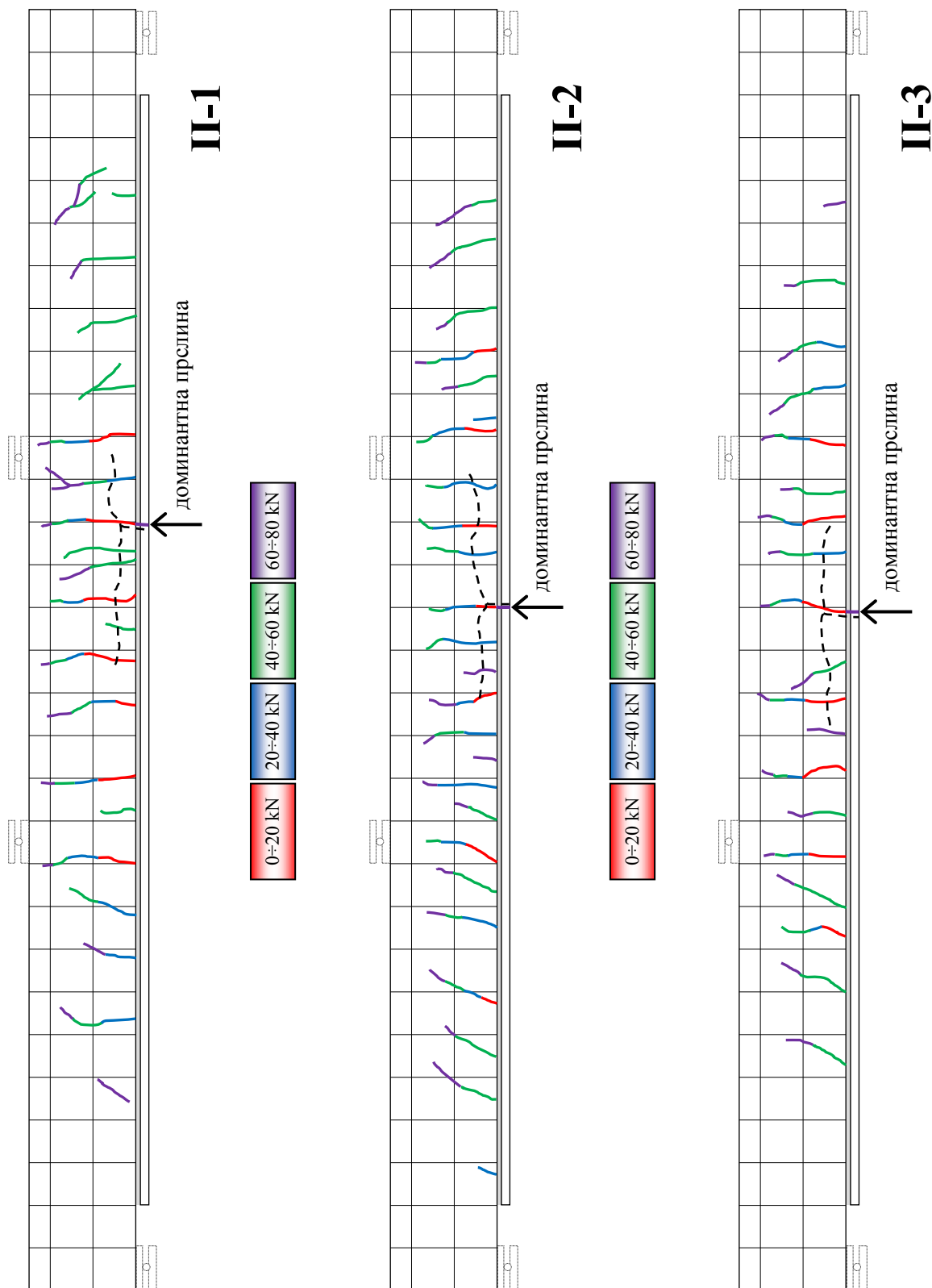
Слика 5.144 – Мапа прлина експерименталних модела типа К

### 5.3.9.2. Мапа прелина експерименталних модела типа I



Слика 5.145 – Мапа прелина експерименталних модела типа I

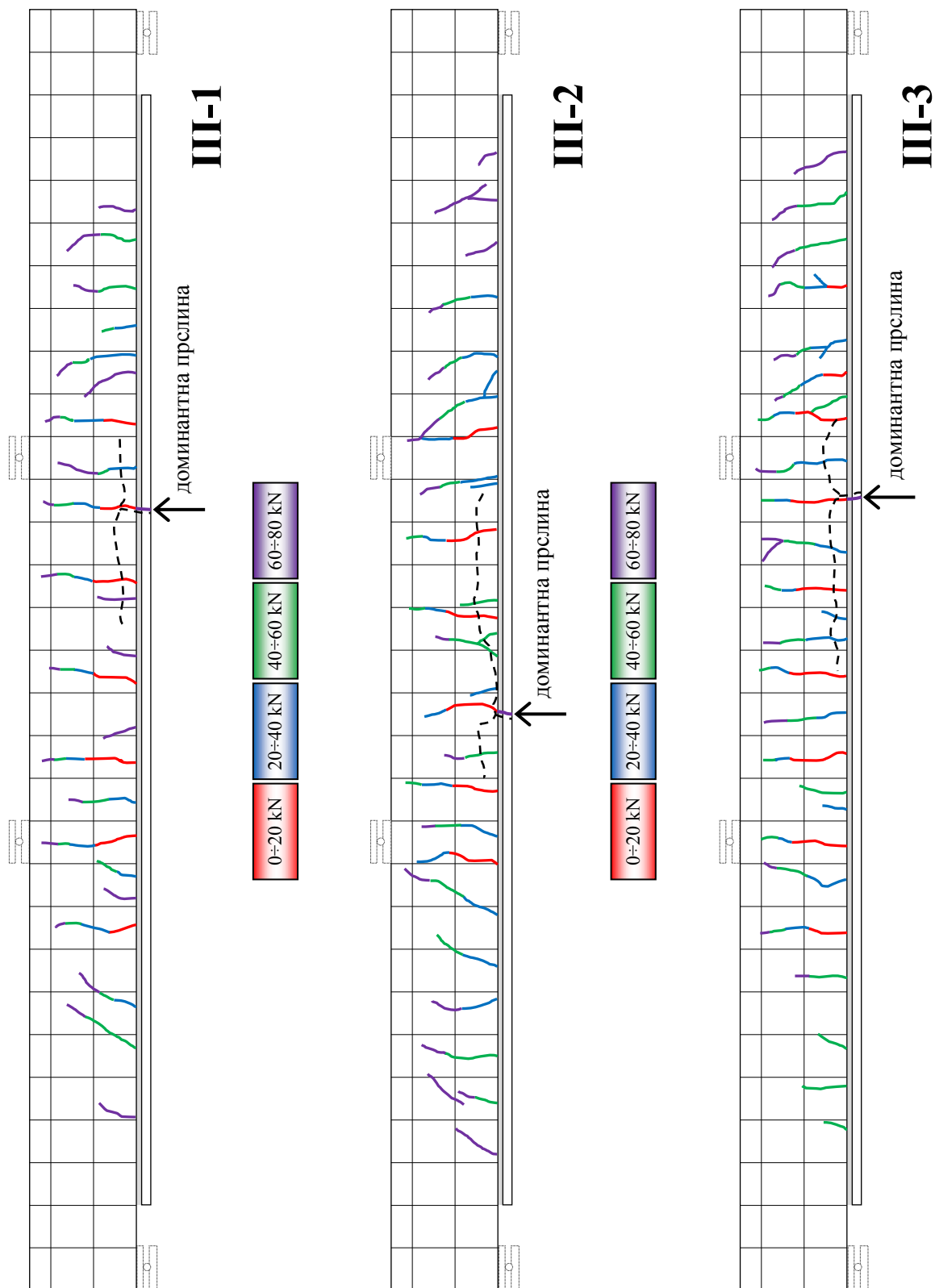
### 5.3.9.3. Мапа прелина експерименталних модела типа II



Слика 5.146 – Мапа прелина експерименталних модела типа II

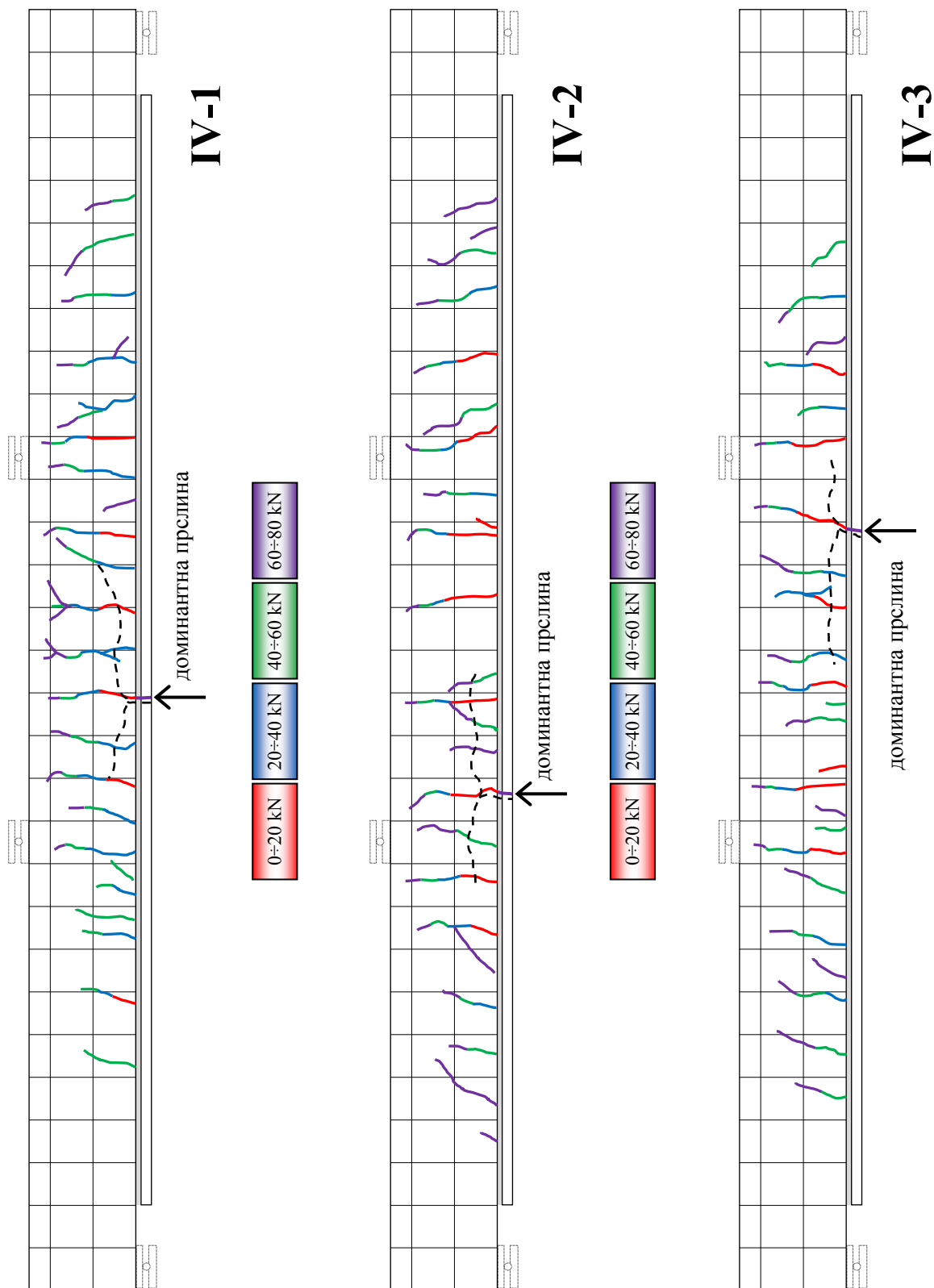


### 5.3.9.4. Мапа прслина експерименталних модела типа III



Слика 5.147 – Мапа прслина експерименталних модела типа III

5.3.9.5. Мапа прелина експерименталних модела типа IV



Слика 5.148 – Мапа прелина експерименталних модела типа IV

### 5.3.10. Механизам лома експерименталних гредних модела

С обзиром да су сви експериментални модели оптерећивани до фазе лома, било је могуће констатовати одређене чињенице везане за њихов механизам лома. У односу на неојачане армирано бетонске носаче, уочене су и коментарисане разлике при отказу носивости ојачаних носача и закључено је да ојачање носача фероцементним тракама има директан утицај и на сам механизам лома.

#### 5.3.10.1. Механизам лома неојачаних експерименталних гредних модела

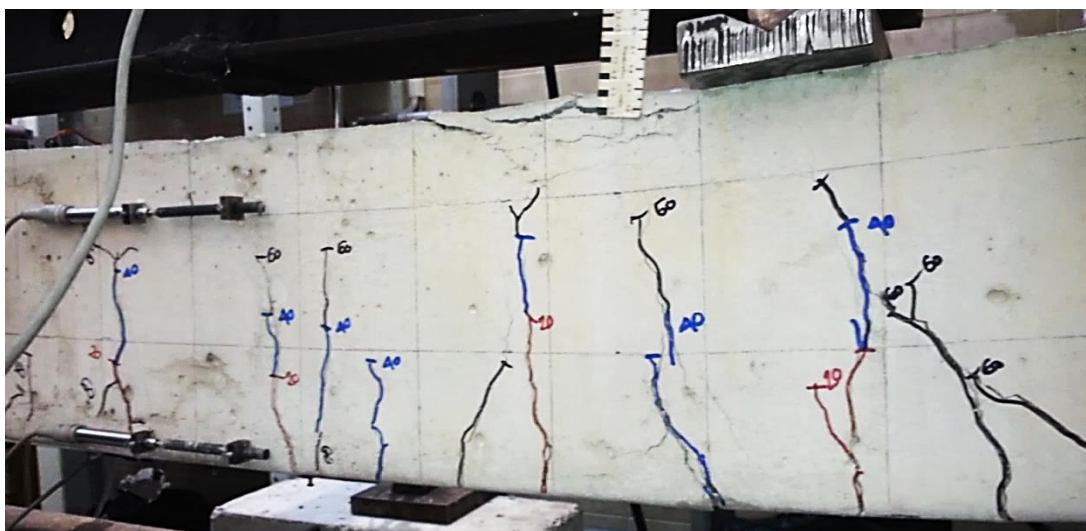
Сви испитивани носачи типа **К** (АБ греде без ојачања) отказ носивости испољавали су на исти начин. Битне карактеристике везане за њихов механизам лома приказане су на сликама 5.149, 5.150 и 5.151.



Слика 5.149 – Развој прелина у средњој трећини распона модела типа **К**

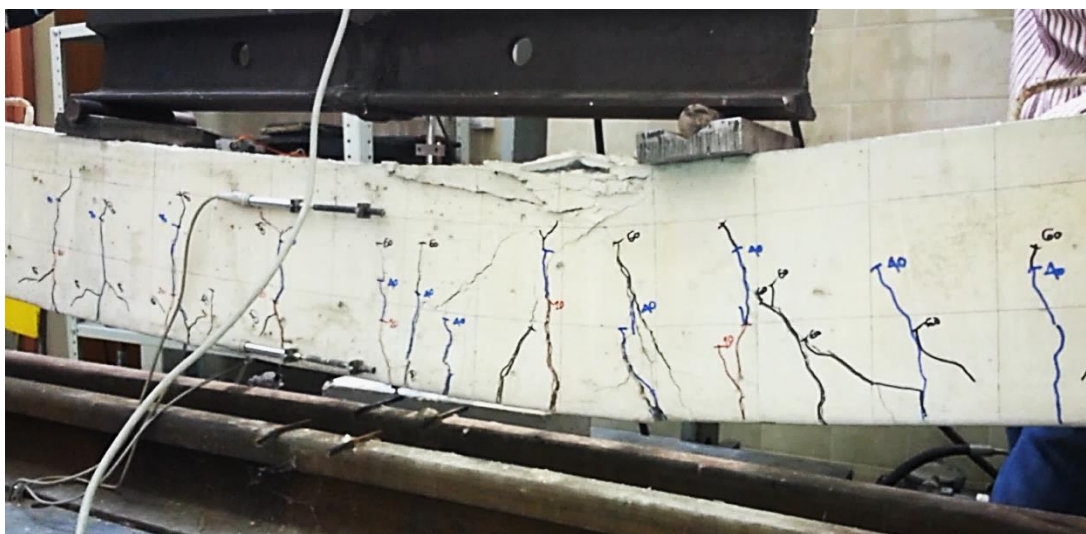
Након фазе еластичног понашања и компатибилности дилатација у затегнутом бетону и затегнутој арматури, са порастом оптерећења на носачима се формирају прелине и то нарочито у средњој трећини распона (зона максималног момента савијања). Појаву иницијалних прелина, које су на просечном међусобном растојању од  $15\text{cm}$ , изазивала је сила пресе од просечно  $15\text{kN}$ . Даљим оптерећивањем долази до прогушћивања прелина, које настављају да се развијају по целој висини затегнутог дела носача (слика 5.149).

Носачи типа **К**, од тренутка појаве првих прелина до тренутка појаве течења у затегнутој арматури, остварују просечан максимални угиб од  $20\text{mm}$  и ширине прелина у просечној вредности од  $0,25\text{mm}$ . Сила која изазива појаву течења арматуре има просечну вредност од  $53\text{kN}$  и уводи експерименталне моделе у фазу изразито нелинеарног понашања.



Слика 5.150 – Повећање ширина прелина и лом притиснутог бетона модела типа **К**

Изразито нелинеарно понашање носача јавља се у интервалу силе пресе од  $53kN$  до  $63,50kN$  и огледа се у нагом порасту ширина прелина (просечно до  $2,0mm$ ), нагом порасту угиба (просечно до  $63,50mm$ ), те прекорачењу напона у зони притиска и појави мрвљења бетона (слика 5.150).



Слика 5.151 – Настанак пукотина, потпуно мрвљење бетона у зони притиска и нагли прираштај деформација модела типа **К**

Након достизања силе интензитета просечно  $63,50kN$  долази до неконтролисаног повећања угиба, доминантне прелине развијају се у пукотине и напредује мрвљење бетона у притиснутој зони, без прираштаја силе на преси (слика 5.151). Овај тренутак третира се као отказ носивости, односно лом носача.

Контролни носачи имају равномерно распоређене прелине, а лом је дуктилан.

### 5.3.10.2. Механизам лома ојачаних експерименталних гредних модела

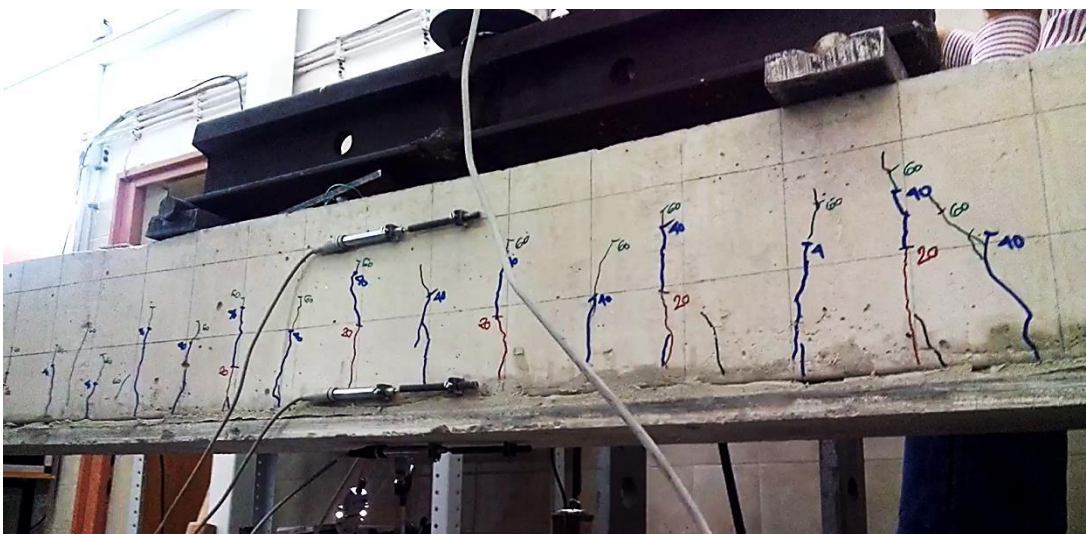
Ојачани експериментални модели, без обзира на тип ојачања, отказ носивости приказали су на квалитативно исти начин, што је илустровано сликама 5.152, 5.153, 5.154 и 5.155.



Слика 5.152 – Иницијалне прслине у средњој трећини распона ојачаног модела

Сви ојачани експериментални модели у почетној фази оптерећивања исказивали су еластично понашање, да би прслине у бетону почеле да се формирају претежно у средњој трећини распона (слика 5.152), при просечном интензитету силе пресе од  $20\text{kN}$  до  $26\text{kN}$  (у зависности од типа фероцементног ојачања). Иницијалне прслине формирале су се на међусобном растојању од просечно  $20\text{cm}$ , за разлику од иницијалних прслина контролних носача, које су биле гушће (просечно  $15\text{cm}$ ).

Са порастом оптерећења прслине се прогушћују и развијају по висини ојачаних носача (слика 5.153).

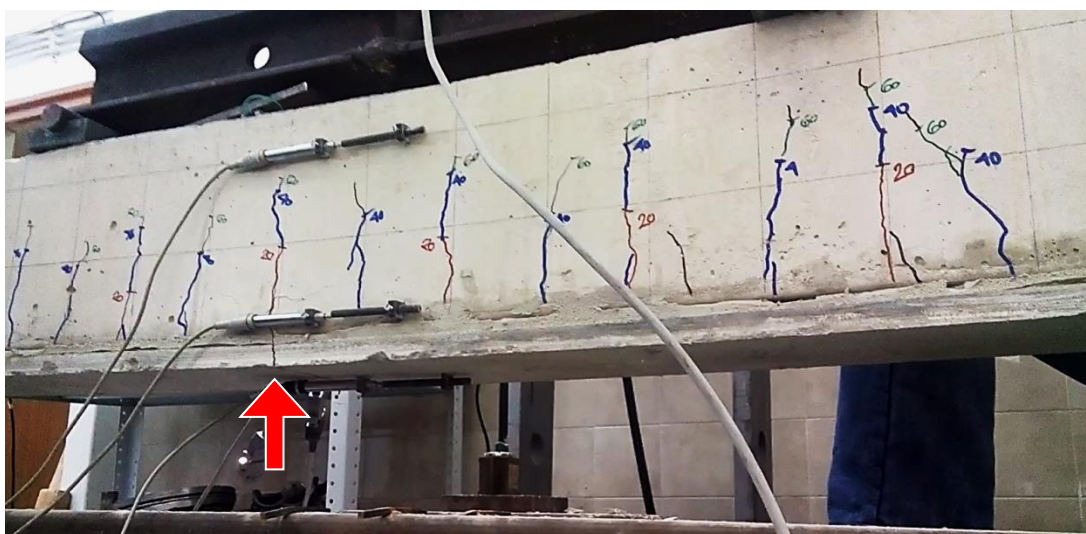


Слика 5.153 – Развој прслина у средњој трећини распона ојачаног модела

Од појаве првих прслина до појаве течења у затегнутој арматури, ојачани носачи су остваривали угибе просечне вредности од  $20\text{mm}$  до  $23\text{mm}$  и просечне ширине прслина у бетону од  $0,26\text{mm}$  до  $0,30\text{mm}$  (у зависности од типа фероцементног ојачања). Сила која изазива појаву течења арматуре има просечну вредност од  $60\text{kN}$  (тип I) до  $74\text{kN}$  (тип IV) и уводи ојачане моделе у фазу изразито нелинеарног понашања.

Истовремено, фероцементна ојачања која садејствују са АБ носачима као јединствен, спрегнути пресек, из зоне еластичног понашања излазе раније од армирано бетонског дела носача (при сили просечног интензитета од  $10\text{kN}$  до  $16\text{kN}$ ). Почетак нелинеарног понашања фероцементних трака огледа се у формирању мреже микропрслина, чија просечна ширина (на дужини базе од  $100\text{mm}$ ) у тренутку појаве течења у микроарматури износи од  $0,45\text{mm}$  (тип I) до  $0,52\text{mm}$  (тип IV).

Изразито нелинеарно понашање ојачаних експерименталних модела има мали опсег и достиже просечну максималну силу пресе од  $64,50\text{kN}$  (тип I) до  $77\text{kN}$  (тип IV). У овом интервалу, у зони максималног савијања (средњој трећини распона) носача, формира се неколико видљивих прслина на фероцементу. Једна од њих постаје доминантна, те у њој долази до отказа слојева микроарматуре, што је означено на слици 5.154. У том тренутку просечни максимални угиби се крећу од  $23\text{mm}$  до  $27\text{mm}$ , просечна ширина прслина у бетону од  $0,34\text{mm}$  (тип I) до  $0,52\text{mm}$  (тип IV) и просечна ширина прслина у фероцементу од  $0,56\text{mm}$  (тип I) до  $0,67\text{mm}$  (тип IV).

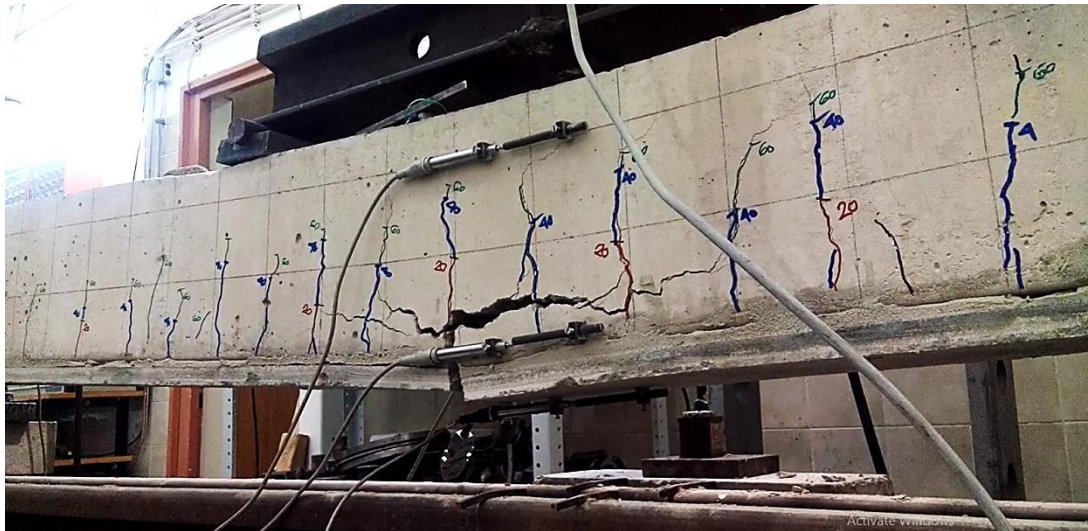


Слика 5.154 – Прслина у фероцементу ојачаног модела, у којој долази до отказа слојева микроарматуре (доминантна прслина)

Након кидања микроарматуре долази до убрзаног развоја доминантне прслине у пукотину, те до потпуног отказа носивости ојачаних експерименталних модела. За разлику од контролних неојачаних АБ греда, код ојачаних модела напони притиска у бетону нису прекорачени и не уочава се прскање и мрвљење бетона у притиснутој зони.

Тренутак отказа слојева микроарматуре сматра се тренутком лома, односно отказа носивости модела. Сви испитивани ојачани гредни носачи отказ носивости испољили су на исти начин и увек у зони максималних момената савијања (средња трећина распона).

Без даљег прираштаја оптерећења, расту угиби ојачаних носача, односно понашање у овој фази је веома слично неојачаним-контролним гредама. Долази до одвајања бетона од затегнуте арматуре у висини заштитног слоја (слика 5.155).



Слика 5.155 – Одвајање бетона у висини заштитног слоја ојачаног модела и убрзан прираштај угиба

Уочава се да фероцементна ојачања свих испитиваних носача у потпуности прате понашање армираног бетона и остају везана (или залепљена) за носаче и након фазе лома, с тим што губе функцију ојачања.

Прслине су равномерно распоређене, док до лома долази изненада, односно лом није дуктилан. Како је већ објашњено (тачка 5.3.4.2) "резервна" дуктилност обезбеђена је преосталом носивошћу са нижим интензитетом коју поседује неојачана греда. Ово смањење вредности за коју пада носивост после отказа фероцемента једнако је ефекту ојачања и реда је 10-20%.

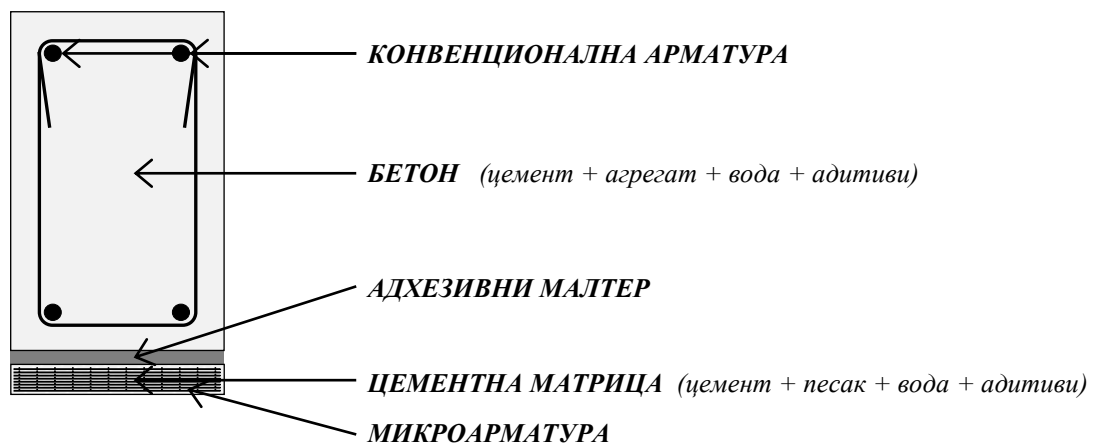
## 6. НУМЕРИЧКИ ПОСТУПАК МОДЕЛИРАЊА ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИХ МОДЕЛА

### 6.1. Уводне напомене

Проблем моделирања армирано бетонских конструкција уобичајено се решава употребом аналитичких метода. Међутим, конструкцијски елементи начињени од композитних материјала изискују комплекснију анализу, управо из разлога постојања бројних фактора који утичу на понашање носача. Различите физичко-механичке карактеристике саставних материјала, степен остварених међусобних веза компоненти, линеарност, односно нелинеарност понашања компоненти током оптерећивања носача, разлог су због кога је тешко доћи до аналитичких израза који верно осликавају сва стања носивости и употребљивости. Како би се квалитативно решио овакав проблем, потребно је применити одређени нумерички поступак.

Актуелни приступ моделирању сложенијих армирано бетонских конструкција, неојачаних и ојачаних, представља метода коначних елемената (*МКЕ*). Развој ове методе и њена широка примена директно су везани са појавом адекватних софтвера и масовном употребом рачунара. Данас постоји више програмских пакета који врше прорачун по *МКЕ*. За потребе овог научног истраживања употребљен је програмски пакет *ANSYS* - програм за статичку, динамичку, линеарну и нелинеарну анализу конструкција. *ANSYS*, често употребљаван у научне сврхе, један је од светски признатих софтвера за решавање сложенијих проблема у анализи конструкција. Сама анализа врши се дискретизацијом конструкције на елементарне делове (коначне елементе), уз дефинисање физичких и механичких карактеристика материјала од којих је сачињен композит.

У оквиру овог поглавља приказана је нумеричка анализа неојачаних и ојачаних експерименталних модела, уз поређење са неким експериментално добијеним резултатима. Праћење понашања експерименталних носача под оптерећењем помоћу нумеричких модела представља један од најкомплекснијих задатака у примени *МКЕ*, обзиром на бројност и различитост карактеристика конститутивних материјала оваквих композита (слика 6.1).



Слика 6.1 – Конститутивни материјали ојачаних експерименталних модела

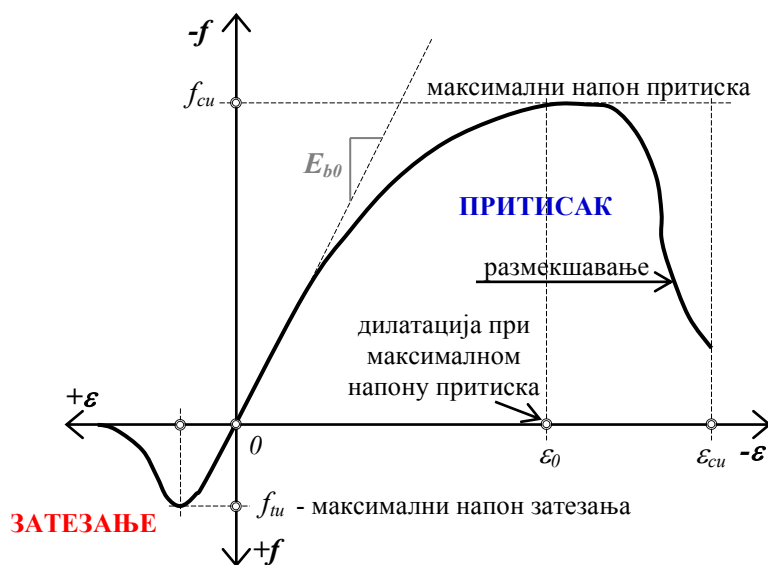


## 6.2. Усвојене карактеристике конститутивних материјала експерименталних модела

Важна ставка у процесу моделирања носача по *MKE* јесте правилно дефинисање карактеристика конститутивних материјала. Уз геометрију, граничне услове и оптерећење, битно је у моделе унети константе које дефинишу саме материјале (модул еластичности, гранична чврстоћа на притисак и затезање, Поасонов коефицијент, смичући коефицијент и друге).

### 6.2.1. Бетон

Опште познато је да бетон, као конструкцијски материјал, приказује различите карактеристике при притиску и затезању. При томе, чврстоћа при затезању вишеструко је мања од чврстоће при притиску. Нумеричко моделирање бетона тиме постаје сложено и предмет је интересовања у свету. На *слици 6.2* приказан је предлог типичне криве напон-дилатација за бетоне нормалног састава при једноосном притиску и затезању (*Bangash, 1989*).



Слика 6.2 – Типична крива напон-дилатација бетона при једноосном притиску и затезању (*Bangash, 1989*)

Линеарно еластично понашање бетона при једноосном притиску очекује се до вредности од око 30% саме чврстоће при притиску. Следи нелинеарни раст напона притиска до достизања граничног напона ( $f_{cu}$ ). Након остваривања чврстоће при притиску, напон опада услед процеса размекшавања бетона или дробљења бетона (прекорачење максималне дилатације).

Са друге стране, линеарно еластично понашање бетона при једноосном затезању присутно је малтене до остваривања максималног напона затезања. По достизању граничног напона затезања ( $f_{tu}$ ), услед прскања бетона долази до постепеног пада чврстоће на затезање до нуле.

За потребе нумеричке симулације експерименталних модела приказани су параметри којима се дефинише бетон у програмском пакету *ANSYS*:

	$E_c$	=	модул еластичности бетона
	$f'_c$	=	гранична чврстоћа при једноосном притиску
	$f_r$	=	гранична чврстоћа при једноосном затезању
	$\nu$	=	Поасонов коефицијент
	$\beta_t$	=	коефицијент преноса смицања
Мултилинеарна крива		=	Веза напон-дилатација за бетон
напон-дилатација за бетон		=	при једноосном притиску

Веза напон-дилатација за једноосни притисак у бетону представљена је следећим изразима (*ACI 318, 1999*):

$$f = \frac{E_c \cdot \varepsilon}{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^2}$$

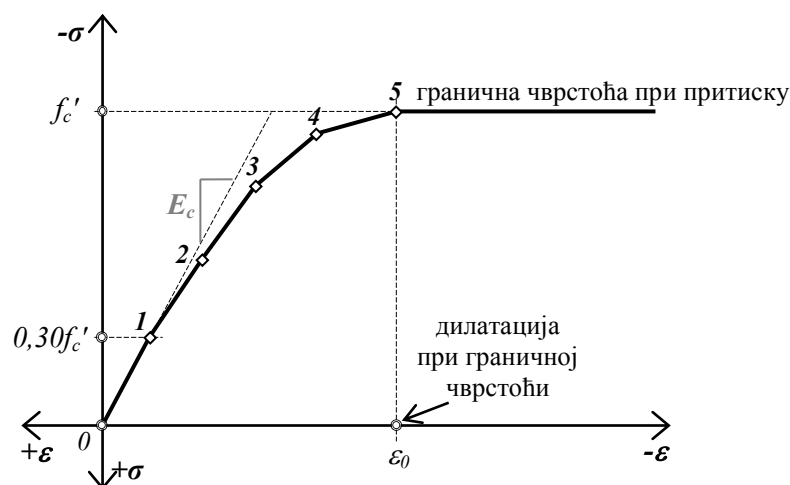
$$\varepsilon_0 = \frac{2 \cdot f'_c}{E_c}$$

$$E_c = \frac{f}{\varepsilon}$$

где је:

- $f$  = напон при било којој дилатацији
- $\varepsilon$  = дилатација при напону  $f$
- $\varepsilon_0$  = дилатација при граничном напону  $f'_c$

Мултилинеарна (полигонална) крива напон-дилатација (*Kachlakev and Miller, 2001*) уведена је као поједностављена замена за нелинеарну везу напон-дилатација (слика 6.3). Конструира се помоћу шест тачака, са улогом помоћи у конвергенцији нелинеарног решења алгоритма.



Слика 6.3 – Графикон мултилинеарне (полигоналне) везе напон-дилатација у бетону (*Kachlakev and Miller, 2001*)

Карактеристичне тачке мултилинеарне криве срачунавају се на начин приказан у табели 6.1:

Табела 6.1 – Срачунавање карактеристичних тачака мултилинеарне (полигоналне) везе напон-дилатација (Kachlakev and Miller, 2001)

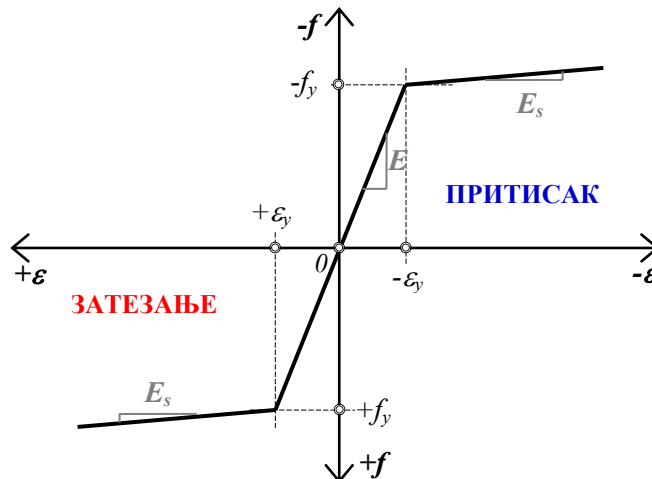
Тачка 0	почетна тачка (нулто стање напона и дилатација)
Тачка 1	на основу Хуковог закона и израза $E_c = \frac{f}{\varepsilon}$ добија се вредност $0,30 \cdot f'_c$
Тачка 2	на основу израза $f = \frac{E_c \cdot \varepsilon}{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^2}$ са дилатацијом $\varepsilon_0$ срачунатом из израза $\varepsilon_0 = \frac{2 \cdot f'_c}{E_c}$
Тачка 3	
Тачка 4	
Тачка 5	максимални напон притиска $f'_c$ при дилатацији $\varepsilon_0 = 3\text{‰}$

Вредности параметара за формирање мултилинеарне криве срачунате су на основу експерименталних података добијених на пробним епруветама. Овим поступком симулирано је квази-крто понашање бетона експерименталних гредних модела.

## 6.2.2. Челична арматура

Челична (конвенционална) арматура, уграђена у експерименталне гредне моделе, моделирана је као еластичан - идеално пластичан изотропан материјал. Особине челика у области притиска и затезања третиране су као идентичне.

На слици 6.4 приказан је предлог билинеарног дијаграма напон-дилатација за челик конвенционалне арматуре.



Слика 6.4 – Билинеарни дијаграм напон-дилатација за челик конвенционалне арматуре

Карактеристичне вредности, потребне за моделирање челичне арматуре експерименталних гредних модела (тип *B500B*), усвојене су на основу експерименталних података добијених на пробним епруветама, као и декларације произвођача арматуре.

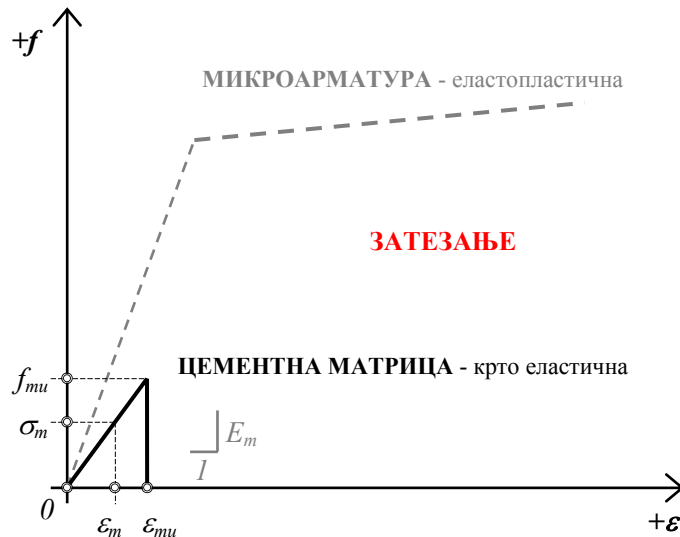
## 6.2.3. Цементна матрица

Као што је раније поменуто (тачка 3.5.3. – *Модел цементне матрице фeroцементa*), фeroцемент ојачане АБ греде непрекидно се налази у затегнутој зони пресека. У ма којој фази оптерећења комплетан фeroцементни пресек је затегнут, удаљен од неутралне осе и поседује веома малу дебљину у односу на димензије АБ гредног носача.

Цементна матрица третира се као крто-еластична. Термин „крта“ означавао би линеарно еластично понашање матрице изложене затезању, које траје до тренутка прскања (прекида) матрице (*Naaman, 2000*). Након прекорачења максималног напона затезања више не постоји носивост матрице.

На основу претходно наведених претпоставки, усвојен је предлог дијаграма напон-дилатација цементне матрице фeroцементa, у свему како је приказано на (слици 6.5).

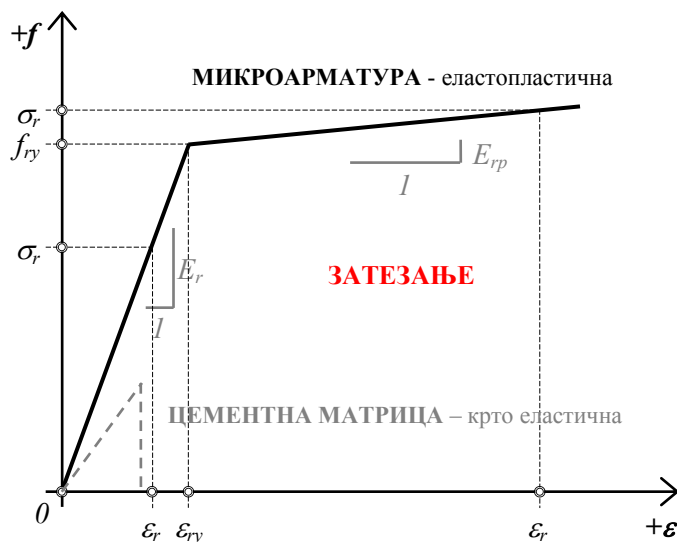
Карактеристичне вредности, потребне за моделирање цементне матрице фeroцементa експерименталних гредних модела, усвојене су на основу експерименталних података добијених на пробним епруветама.



Слика 6.5 – Предлог дијаграма напон-дилатација цементне матрице Фероцемента (Naaman, 2000)

### 6.2.4. Микроарматура

Микроарматура (челична рабиц мрежа), уграђена у фероцемент експерименталних гредних модела, моделирана је као еластичан - идеално пластичан изотропан материјал (Naaman, 2000). С обзиром да се микроарматура, као и цементна матрица, непрекидно налази у затегнутој зони носача (тачка 3.5.4. – Модел челика за микроарматуру фероцемента), предложен је билинеарни дијаграм у затегнутој зони, приказан на слици 6.6.



Слика 6.6 – Предлог дијаграма напон-дилатација челика за микроарматуру фероцемента (Naaman, 2000)

Карактеристичне вредности, потребне за моделирање микроарматуре експерименталних гредних модела, усвојене су на основу експерименталних података добијених на пробним узорцима.

### 6.2.5. Адхезивни малтер

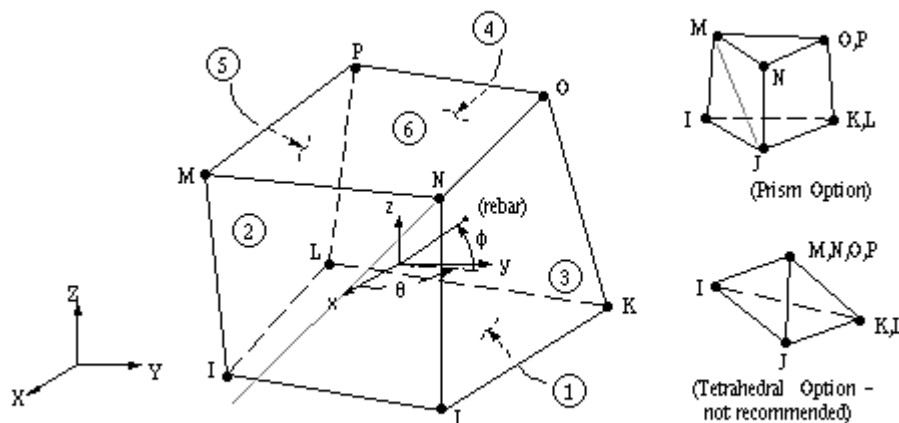
Адхезивни малтер, као средство спајања армирано бетонске греде и фероцементне траке, у нумеричком моделу третиран је слично као цементна матрица фероцемента. Положај адхезивног малтера у пресеку гредних носача (увек у затегнутој зони), као и његова мала дебљина, разлог су што је третиран као крто еластичан материјал.

Карактеристичне вредности, потребне за моделирање адхезивног малтера експерименталних гредних модела, усвојене су на основу декларације произвођача ([www.mc-bauchemie.de](http://www.mc-bauchemie.de)).

## 6.3. Типови усвојених коначних елемената

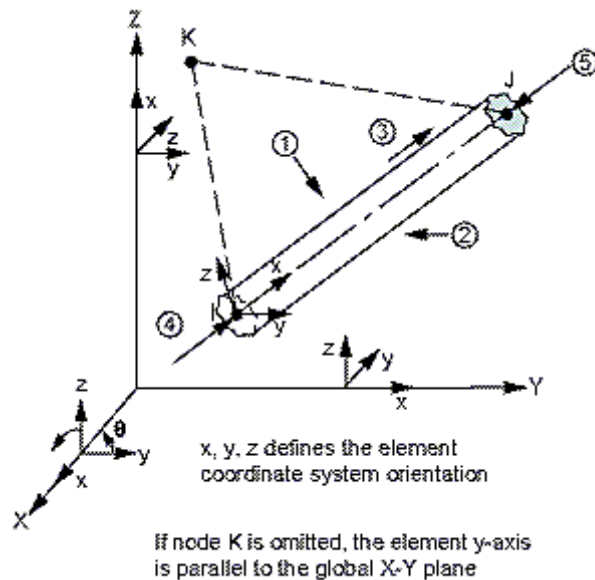
Моделирање неојачаних и ојачаних експерименталних гредних модела извршено је у програмском пакету *ANSYS APDL 14.5*.

Армирани бетон свих гредних носача моделиран је употребом елемената **SOLID 65** (*ANSYS, 2006*), који поседују осам чворова са по три степена слободе, односно translације у  $x$ ,  $y$  и  $z$  правцу. Овај тип елемената има способност за пластичне деформације, прслине у три ортогонална правца и мрвљење, те најприближније описује карактеристике бетона као материјала. Такође је дефинисан као неармиран, пошто се конвенционална арматура моделира другачијим елементима. Општи облик геометрије елемента **SOLID 65** приказан је на слици 6.7.



Слика 6.7 – **SOLID 65** – 3Д солид елемент армираног бетона (*ANSYS, 2006*)

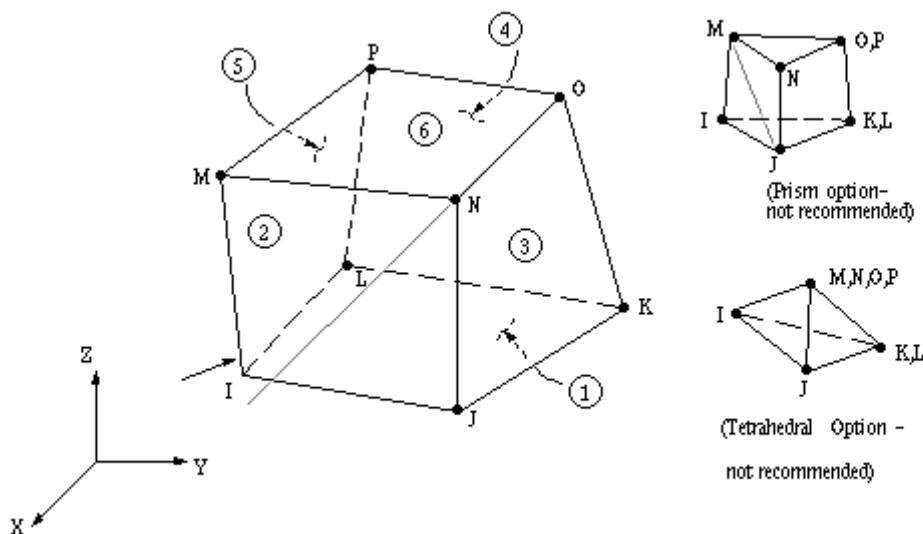
Конвенционална челична арматура моделирана је употребом елемената **LINK 180** (*ANSYS, 2006*), који поседују својства пластичности, нелинеарности, ротације, великих деформација и дилатација. Ови елементи поседују два чвора са по три степена слободе (у  $x$ ,  $y$  и  $z$  правцу), могу да прихвате аксијалне силе притиска и затезања, али не и савијања. Употребом елемената **LINK 180** симулирана је комплетна подужна и попречна арматура свих гредних носача, а претпостављена је идеална веза (прионљивост) између бетона и арматуре. Општи облик геометрије елемента **LINK 180** приказан је на слици 6.8.



Слика 6.8 – **LINK 180** – линијски елемент за арматуру (ANSYS, 2006)

Фероцемент, као спој цементне матрице и арматуре малог формата, моделиран је запреминским елементима висине која је зависила од типа фероцементног ојачања (17, 19, 21 или 23mm), а омеђаван претходно поменутиим **SOLID 65** елементима (ANSYS, 2006). Микроарматура (челична поцинкована заварена рабиц мрежа) није директно моделирана. Њено учешће укључено је дефинисањем процента армирања, који се наноси као параметар **SOLID 65** коначног елемента.

Моделирање адхезивног епокси-малтера (слоја дебљине 10mm) извршено је запреминским елементима адекватне висине, који су омеђени елементима типа **SOLID 185** (ANSYS, 2013). Коначни елементи типа **SOLID 185** поседују осам чворова са по три степена слободe, односно транслације у x, y и z правцу. Овај тип елемената има способност пластичности, очвршћења напона, велике деформације и велике дилатације. Дефинисан је као неармиран. Општи облик геометрије елемента **SOLID 185** приказан је на слици 6.9.



Слика 6.9 – **SOLID 185** – 3Д конструкцијски солид елемент (ANSYS, 2006)

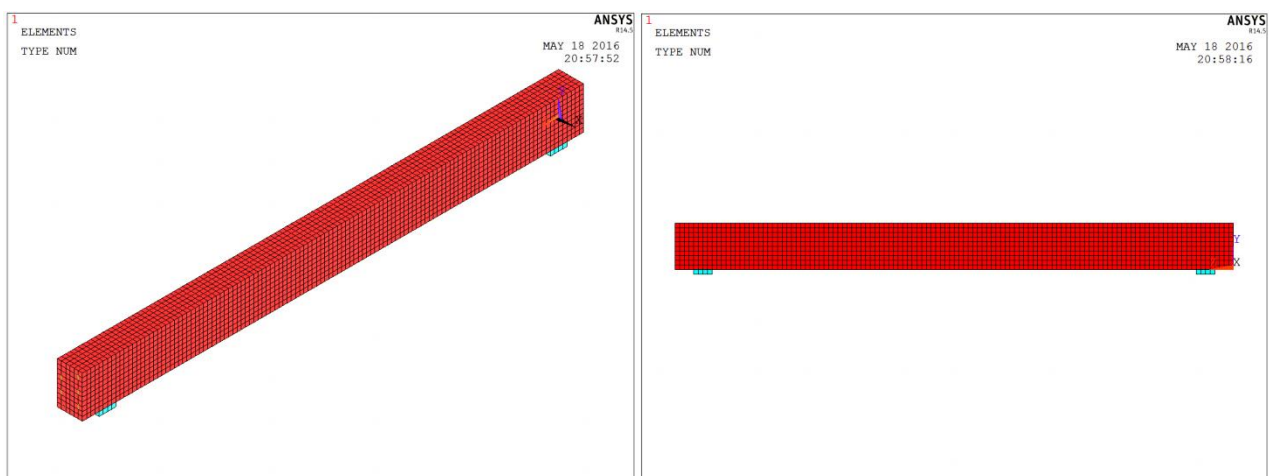
## 6.4. Мрежа коначних елемената

У процесу нумеричког моделирања важан сегмент представља правилан избор мреже коначних елемената. Оптимално изабрана мрежа коначних елемената даје употребљиве резултате. При симулацији експерименталних гредних модела у овом раду изабрана је подела носача на коначне елементе чија максимална димензија (у зависности од типа коначног елемента) не прелази  $25\text{mm}$ . Димензије коначних елемената конститутивних материјала представљене су у *табели 6.2*.

*Табела 6.2 – Усвојене димензије коначних елемената конститутивних материјала експерименталних гредних модела*

Материјал експерименталних гредних модела	Тип коначног елемента	Димензије елемента (mm)
Бетон	<b>SOLID 65</b>	$25 \times 25 \times 25$ хексагонални
Конвенционална челична арматура	<b>LINK 180</b>	$l=25$ линијски
Фероцемент (цементна матрица + челична микроарматура)	<b>SOLID 65</b>	$25 \times 25 \times 17$ (тип I) $25 \times 25 \times 19$ (тип II) $25 \times 25 \times 21$ (тип III) $25 \times 25 \times 23$ (тип IV) хексагонални
Адхезивни епокси-малтер	<b>SOLID 185</b>	$25 \times 25 \times 10$ хексагонални

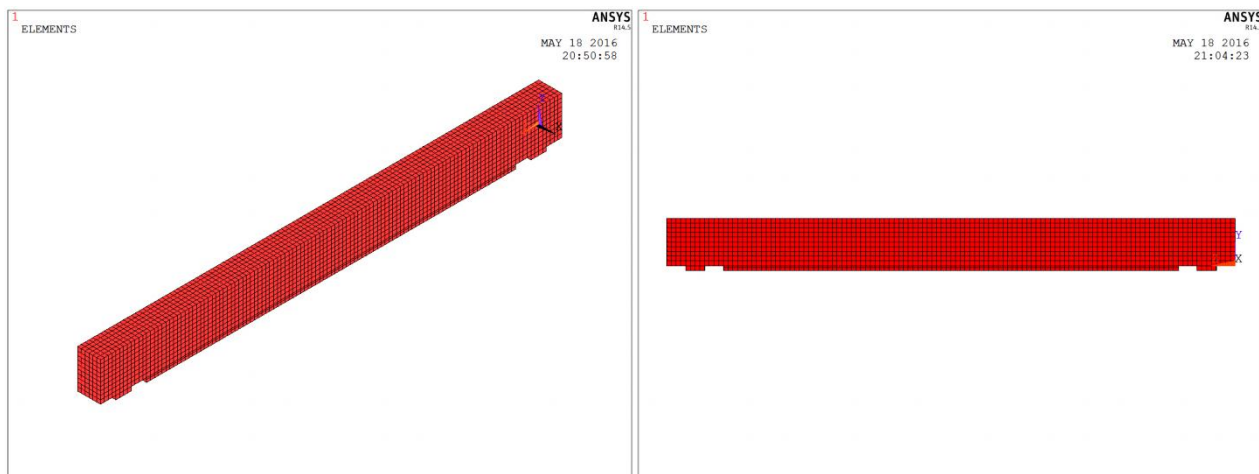
На *слици 6.10* приказан је нумерички модел неојачаног гредног носача са мрежом коначних елемената.



*Слика 6.10 – Нумерички модел неојачаног гредног носача са мрежом KE*

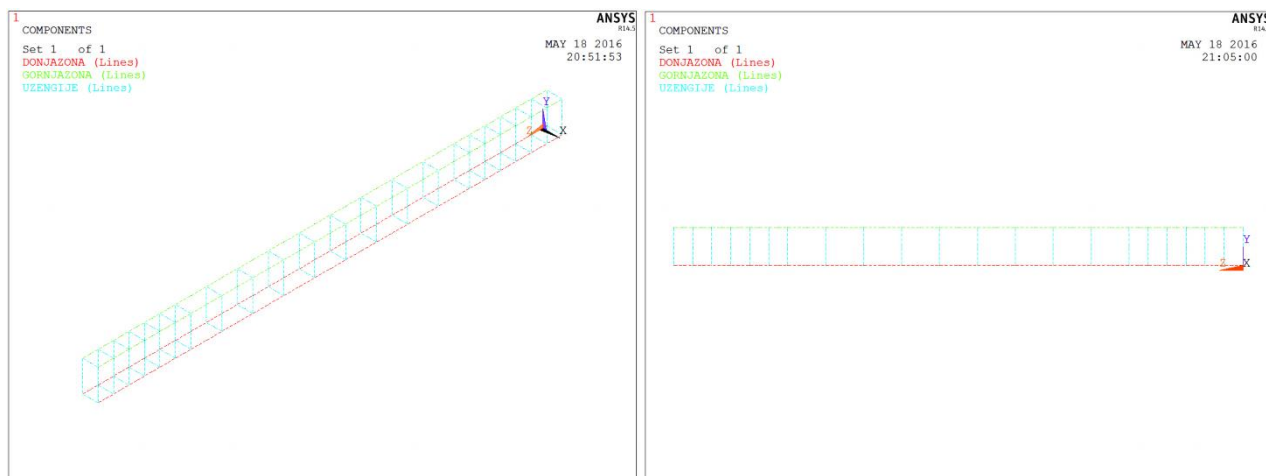


Мрежа коначних елемената једног од ојачаних нумеричких модела приказана је на слици 6.11.



Слика 6.11 – Нумерички одел ојачаног гредног носача са мрежом *KE*

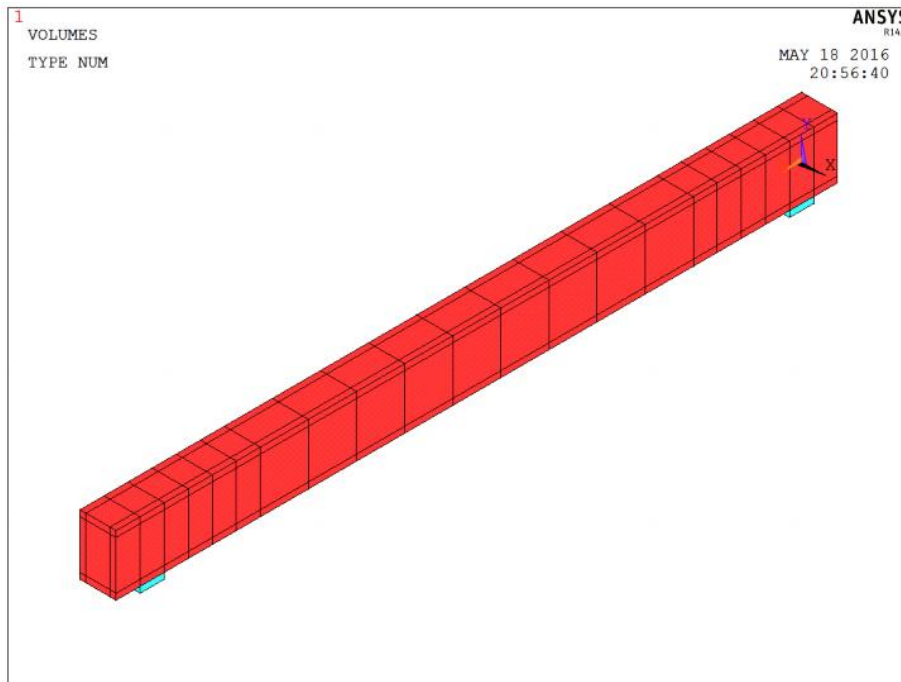
Модел конвенционалне челичне арматуре гредних носача свих типова, подељене на коначне елементе, представљен је на слици 6.12, при чему је извршено груписање профила на подужну арматуру доње зоне, горње зоне и попречну арматуру (узенгије).



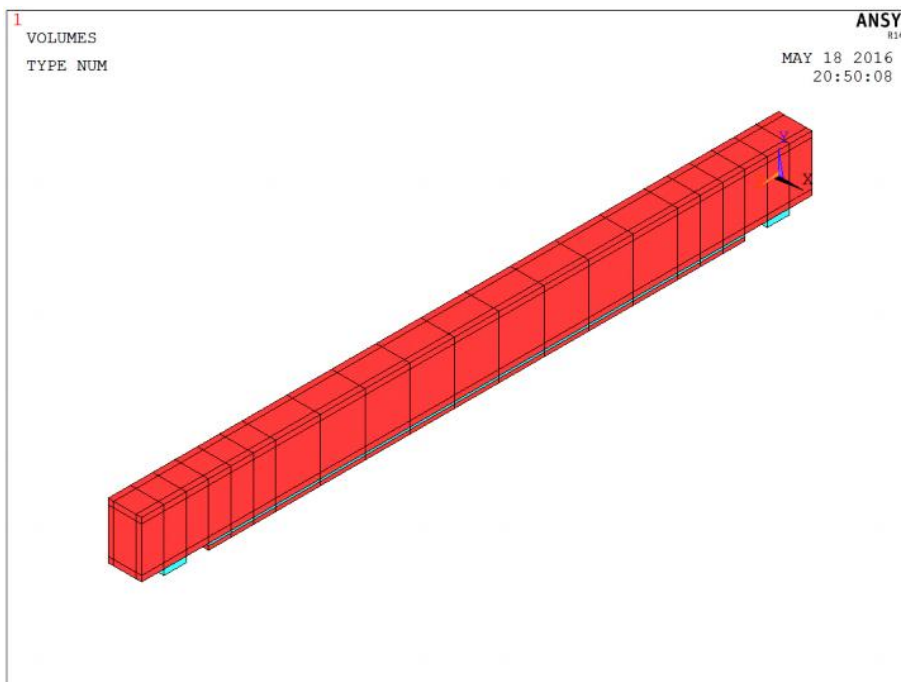
Слика 6.12 – Модел конвенционалне челичне арматуре подељене на *KE* гредних носача свих типова

## 6.5. Усвојени прорачунски модели испитиваних гредних елемената

Прорачунски модели испитиваних гредних носача третирали су као прости греде уз симулацију одговарајућих граничних услова. Ослонци су моделирани запреминским елементима високе крутости и димензија  $150 \times 100 \times 10 \text{ mm}$ . На слици 6.13 приказан је прорачунски модел неојачане АБ греде, а на слици 6.14 и прорачунски модел једне од АБ греда ојачаних фероцементом.

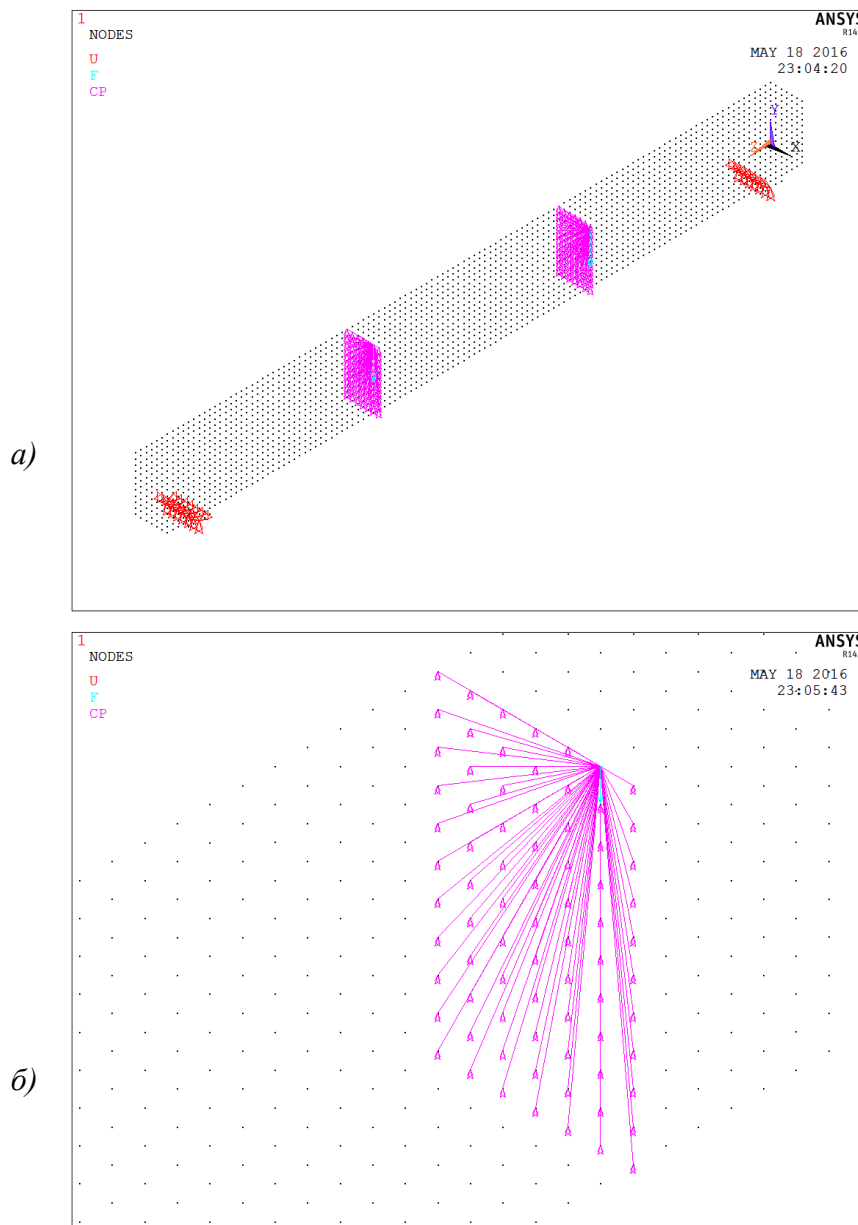


Слика 6.13 – Прорачунски модел неојачане АБ греде



Слика 6.14 – Прорачунски модел АБ греде ојачане фероцементом

Краткотрајно статичко оптерећење, којим су испитивани експериментални гредни модели, наносено је у виду концентрисаних сила у трећинама распона (*Four Points Load*). При симулацији овог оптерећења на нумеричке моделе искоришћена је могућност да се, на месту дејства силе, више чворова групише у један заједнички (слика 6.15а,б), како би се обезбедило што повољнији унос силе у носач и избегло прекорачење локалних напона притиска.



Слика 6.15а,б – Груписање више чворова у један заједнички на месту уноса концентрисане силе пробног оптерећења

На претходно дефинисаним прорачунским моделима спроведена је нелинеарна нумеричка анализа. Резултати анализе приказали су значајне разлике у односу на резултате добијене конвенционалним (линеарним) поступцима прорачуна. Због проблематике прорачуна методом коначних елемената и саме нелинеарне анализе, унос оптерећења подељен је на више корака, те је омогућено сагледавање резултата за сваки корак.

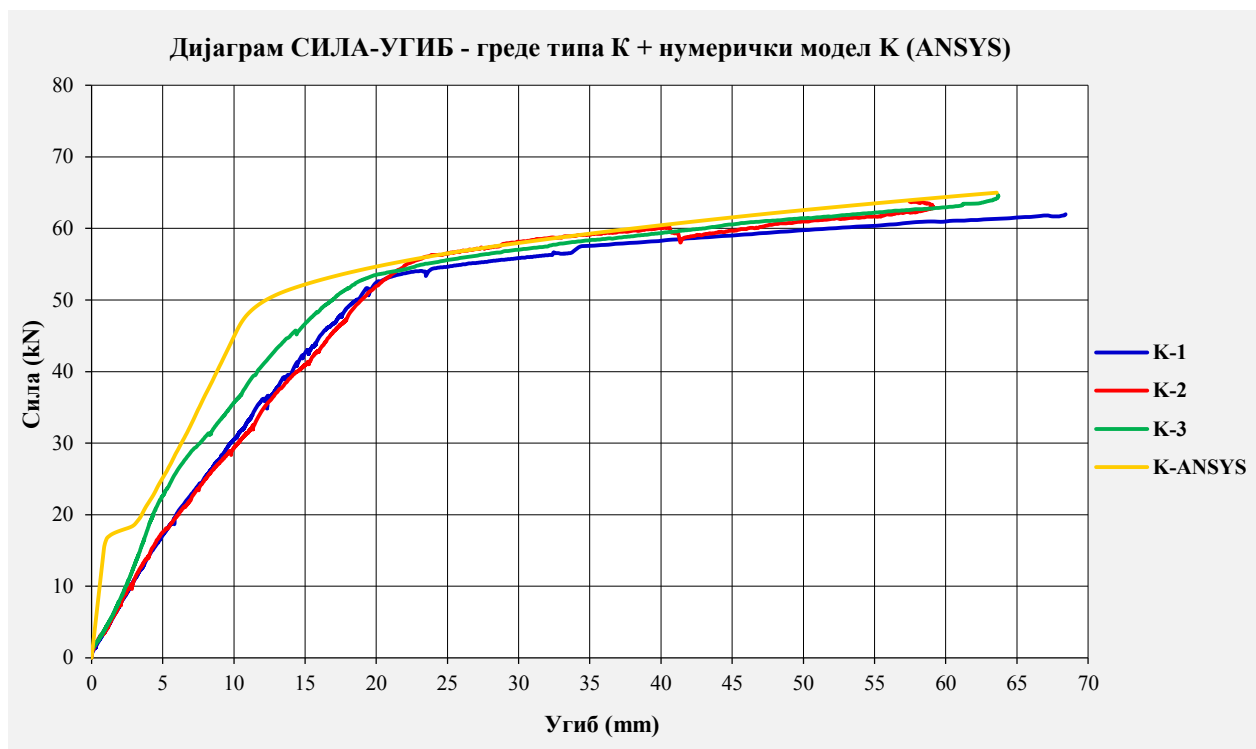
## 6.6. Резултати нумеричке анализе

Нелинеарна анализа путем нумеричких модела дала је приказ карактеристичних фаза кроз које су пролазили експериментални гредни носачи током наношења оптерећења. Пропраћена је област линеарног понашања до тренутка појаве прве прслине, затим нелинеарна област до појаве течења конвенционалне челичне арматуре, те област изразито нелинеарног понашања од појаве течења до самог лома. Анализирани су неојачани (контролни) гредни носачи, као и ојачани носачи свих типова, који су показали квалитативно слично понашање. Уочене разлике у резултатима експерименталне и нумеричке анализе могу се објаснити управо идеализацијом физичко-механичких карактеристика конститутивних материјала код нумеричких модела. Оваква идеализација води ка одређеним ефектима који нису реални, те нумерички модели показују већу крутост од експерименталних, нарочито у почетној фази.

### 6.6.1. Упоредни резултати експерименталне и нумеричке анализе

#### 6.6.1.1. Угиб гредних модела

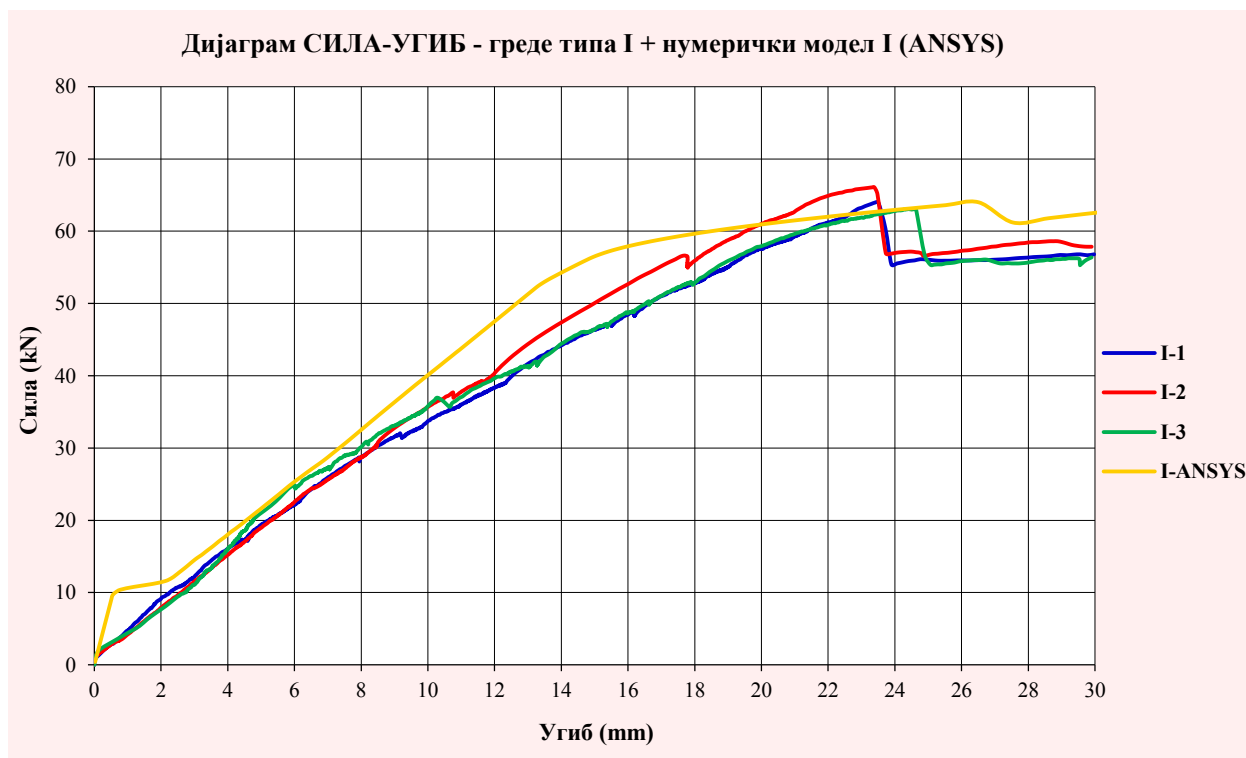
Посебна пажња и у овом поглављу посвећена је угибима. Како је претходно поменуто, понашање носача под оптерећењем најјасније се може сагледати праћењем угиба који обједињавају утицај оптерећења, геометрије и материјала (крутости). Дијаграми мерених угиба и рачунски угиб добијен нумеричком анализом у половини распона неојачаних експерименталних модела (тип **К**) приказани су на *слици 6.16*.



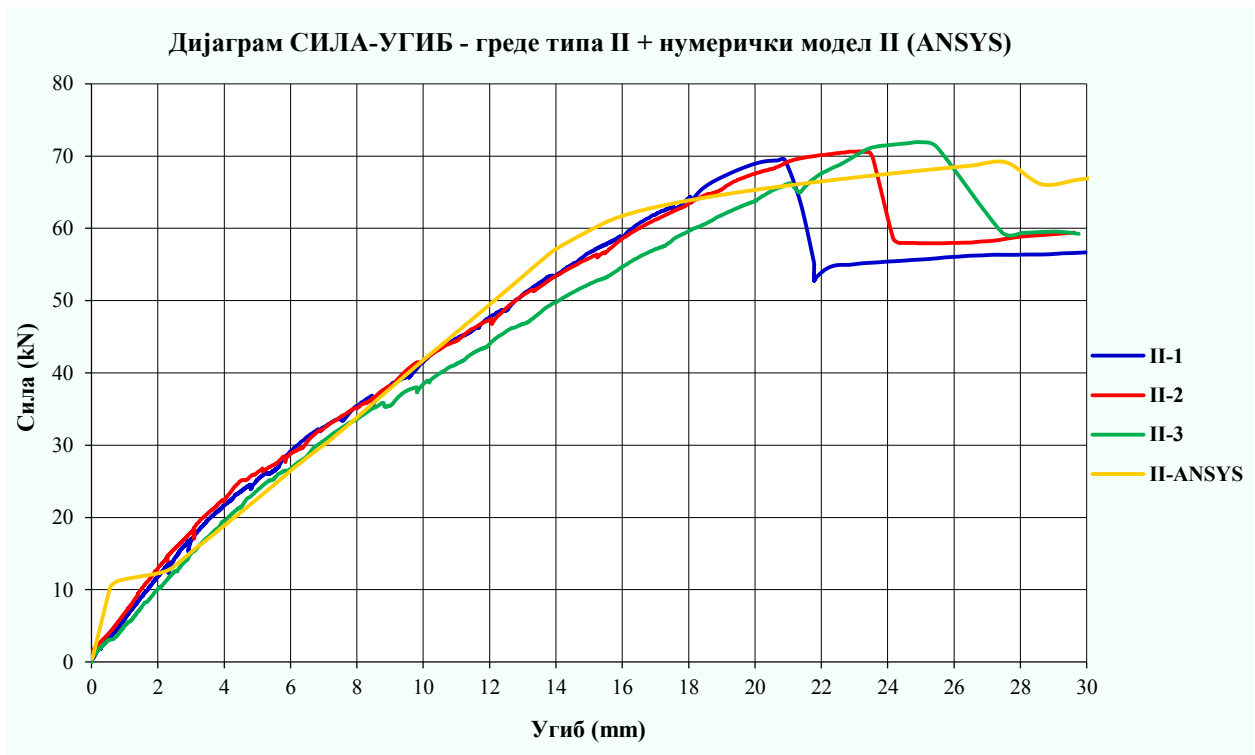
Слика 6.16 – Упоредни дијаграми угиба у половини распона неојачаног гредног модела типа **К**, добијени експериментално и нумеричком анализом употребом МКЕ

Дијаграми експериментално измерених и рачунских угиба неојачаног гредног носача, приказани на слици 6.16, имају сличан квалитативни ток. Већа крутост нумеричког модела у почетној фази оптерећења (зона еластичних деформација) може се тумачити претпоставком идеалних веза између конститутивних материјала. Несавршеност експерименталних гредних модела, односно појава микропрлина на споју цемента и агрегата, свакако је један од разлога мање крутости у односу на нумерички модел (*Kachlakev and Miller, 2001*). Врло добро слагање резултата јавља се у фази након појаве течења конвенционалне арматуре, до тренутка отказа носивости.

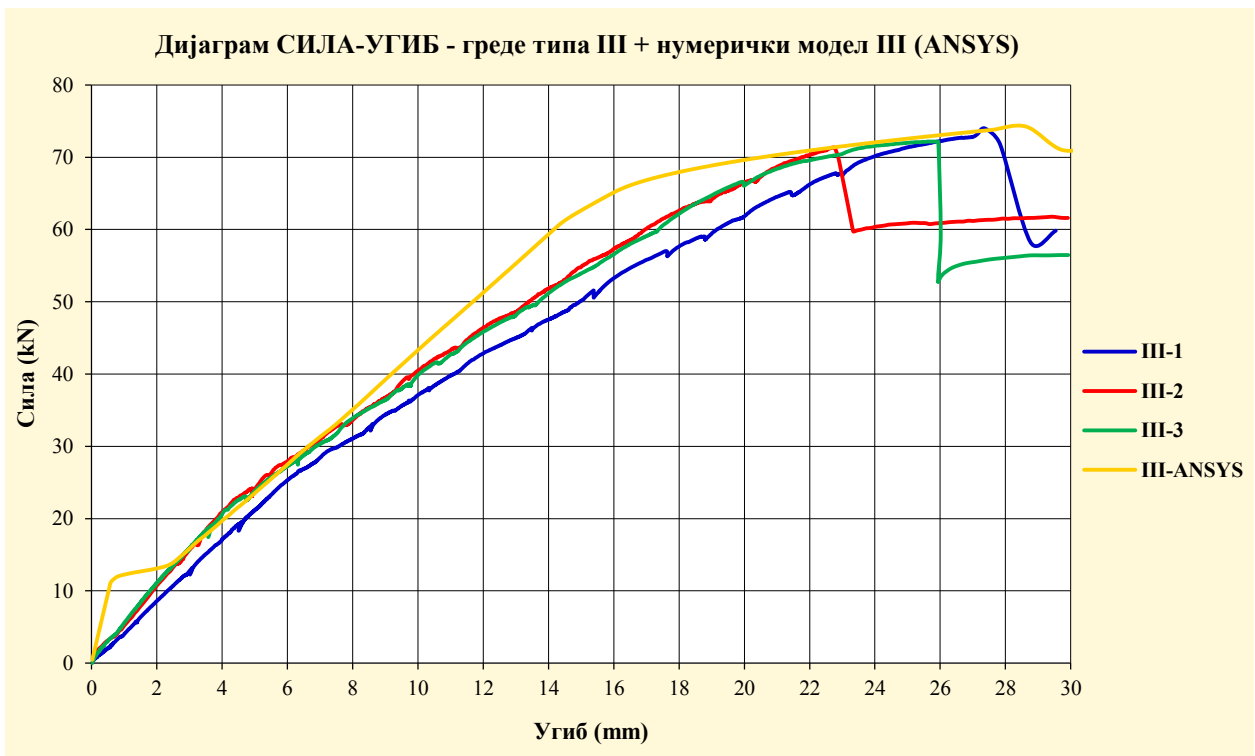
Дијаграми мерених угиба и рачунски угиб у половини распона ојачаних гредних модела свих типова приказани су на сликама 6.17, 6.18, 6.19 и 6.20. Без обзира на тип ојачања, дијаграми експерименталних (мерених) угиба и рачунске вредности угиба, добијене нумеричком анализом, показују сличан квалитативни ток. Поређењем експериментално мерених угиба са резултатима нумеричке анализе за ојачане моделе свих типова, такође се уочава неслагање у зони еластичних деформација. Уз појаву микропрлина у бетону, присуство фероцемента управо повећава несавршеност експерименталних гредних носача у односу на нумерички модел. При томе, фероцементно ојачање излази из зоне еластичних деформација брже од армираног бетона и свој главни допринос даје у посленапрслинској фази. Слагање резултата до и након појаве течења у конвенционалној арматури је добро код свих типова ојачања. Код експерименталних модела теже се уочава тренутак појаве течења у арматури, за разлику од нумеричког модела где је граница јасније изражена. Може се констатовати да нумерички модели, уз претпоставку идеалних веза између свих конститутивних материјала, дају резултате задовољавајуће тачности, осим у првој фази (фаза еластичних деформација).



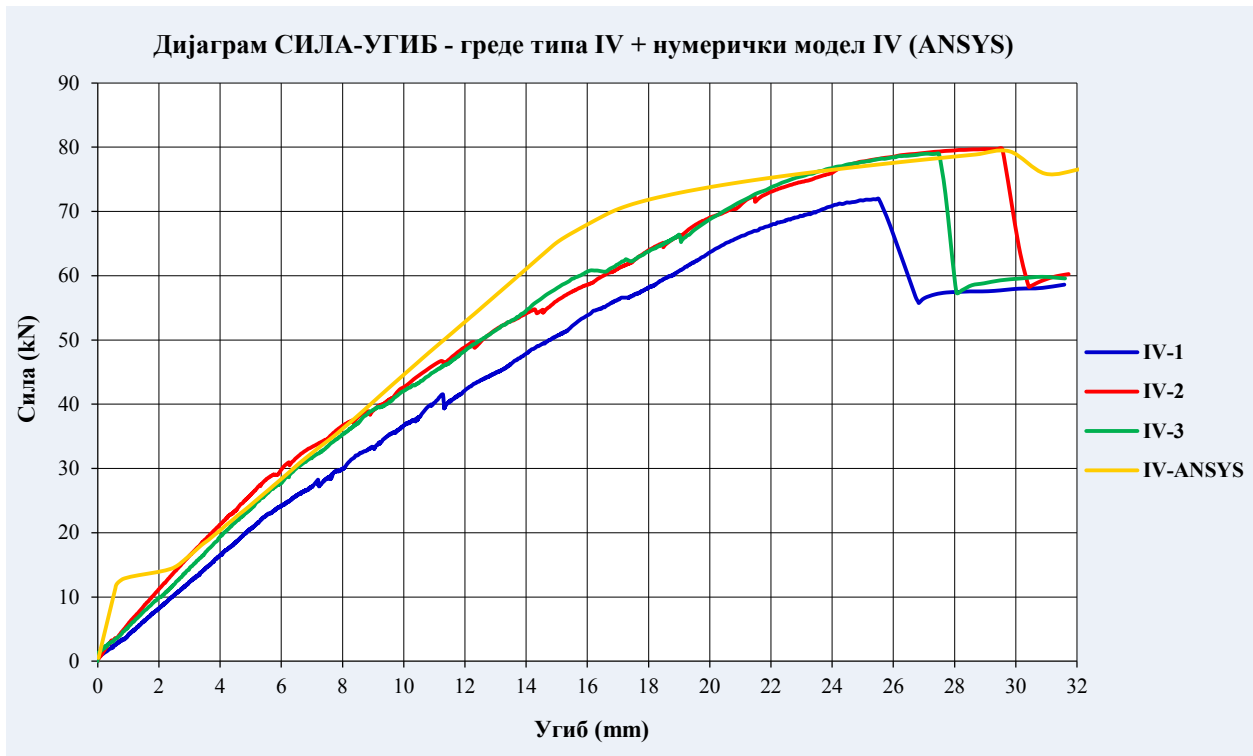
Слика 6.17 – Упоредни дијаграми угиба у половини распона ојачаног гредног модела типа I, добијени експериментално и нумеричком анализом употребом МКЕ



Слика 6.18 – Упоредни дијаграми угиба у половини распона ојачаног гредног модела типа II, добијени експериментално и нумеричком анализом употребом МКЕ

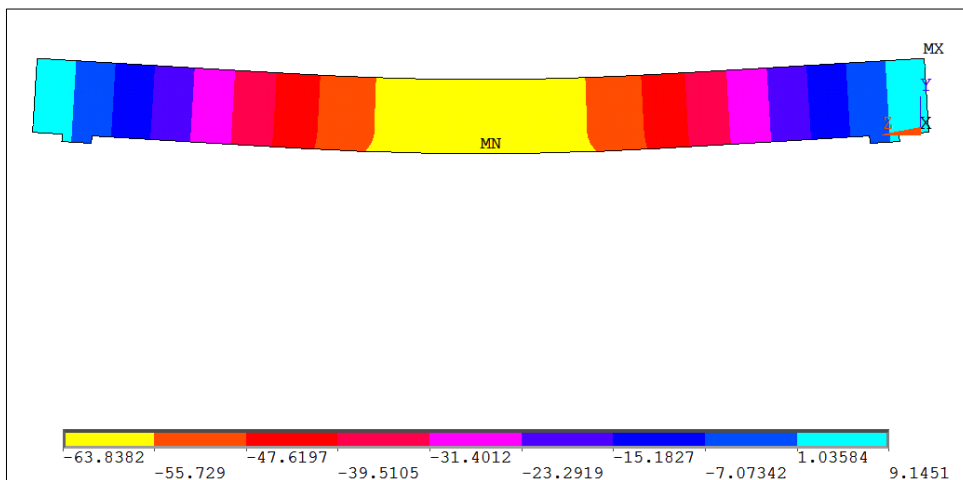


Слика 6.19 – Упоредни дијаграми угиба у половини распона ојачаног гредног модела типа III, добијени експериментално и нумеричком анализом употребом МКЕ



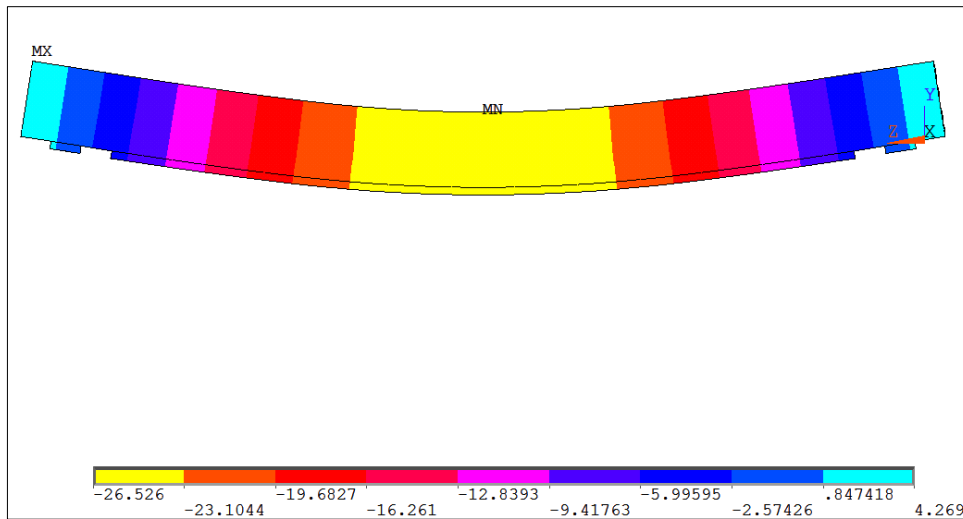
Слика 6.20 – Упоредни дијаграми угиба у половини распона ојачаног гредног модела типа IV, добијени експериментално и нумеричком анализом употребом MKE

Графички приказ рачунских угиба по распону неојачаног (контролног) гредног носача у тренутку отказа носивости, добијен нумеричком анализом употребом MKE, дат је на слици 6.21. Приказани резултати представљају реалну симулацију деформације експерименталних модела типа K.

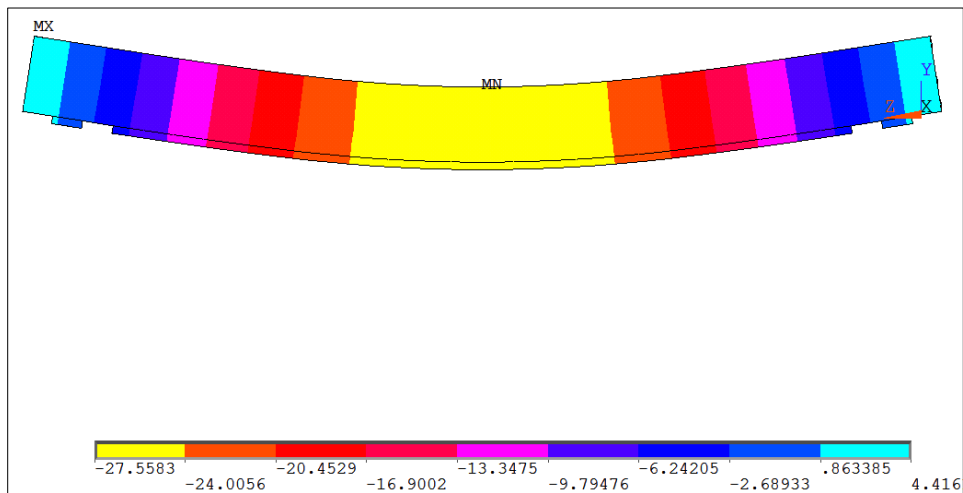


Слика 6.21 – Приказ рачунских угиба при отказу носивости нумеричког модела типа K

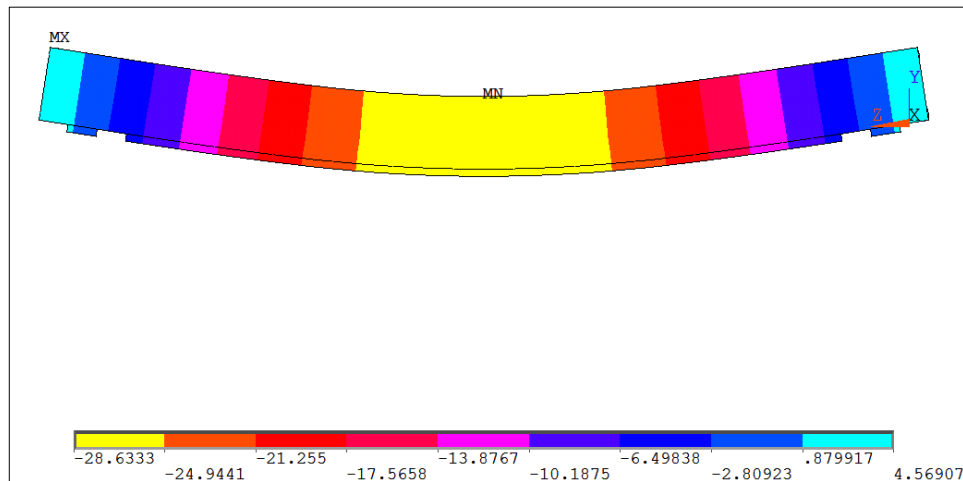
Вредности рачунских угиба по распону нумеричких модела ојачаних гредних носача свих типова у тренутку лома, дати су на *сликама 6.22 (тип I), 6.23 (тип II), 6.24 (тип III) и 6.25 (тип IV)*. Симулација угиба ојачаних експерименталних модела је реална, а измерене вредности су у сагласности са резултатима нумеричке анализе.



Слика 6.22 – Приказ рачунских угиба при отказу носивости нумеричког модела типа I

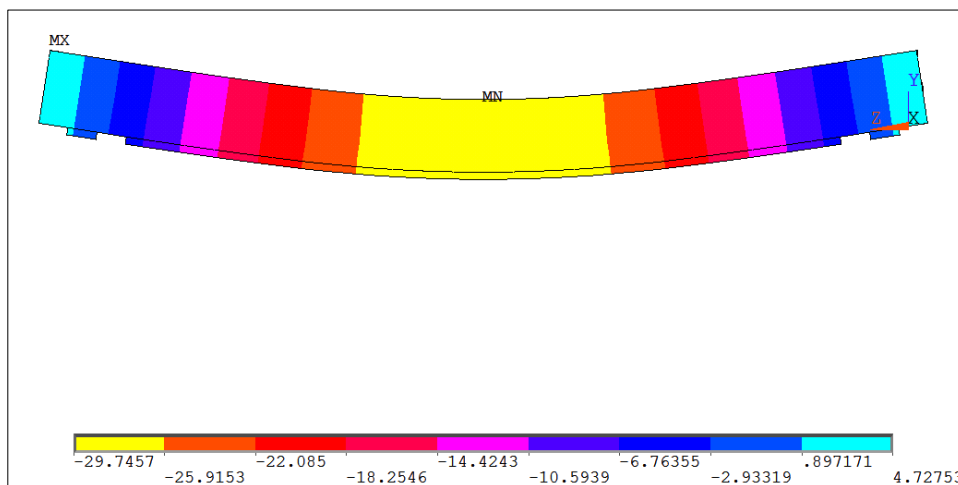


Слика 6.23 – Приказ рачунских угиба при отказу носивости нумеричког модела типа II



Слика 6.24 – Приказ рачунских угиба при отказу носивости нумеричког модела типа III

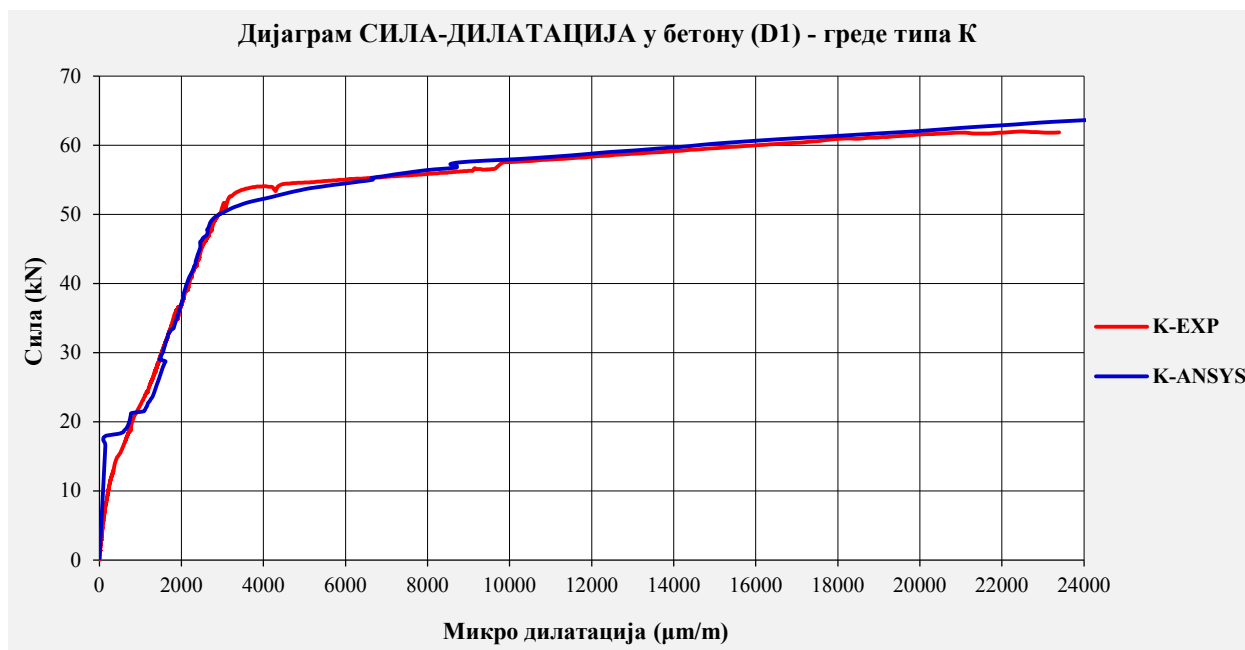




Слика 6.25 – Приказ рачунских угиба при отказу носивости нумеричког модела типа IV

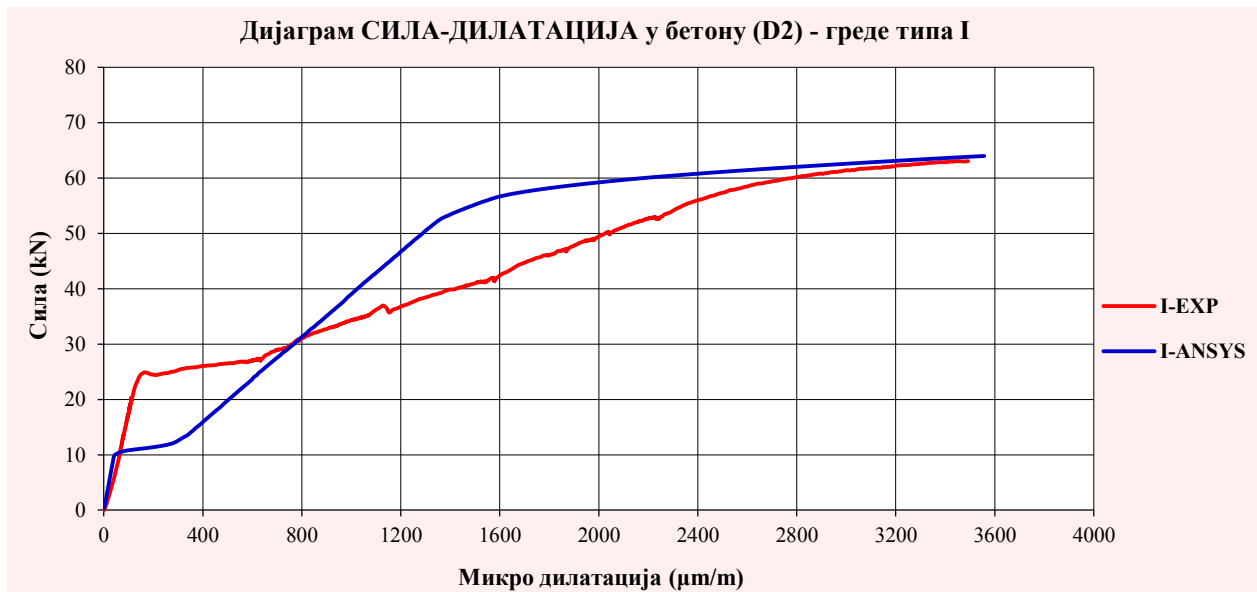
### 6.6.1.2. Дилатације у затегнутом бетону гредних модела

Поређењем вредности измерених дилатација у бетону (мерно место **D1**) и рачунских дилатација у адекватном пресеку, добијених употребом нумеричке анализе, приказује се њихово потпуно поклапање (слика 6.26). Мање одступање уочава се у зони еластичних деформација и може се приписати претходно поменутој несавршености експерименталних гредних модела.

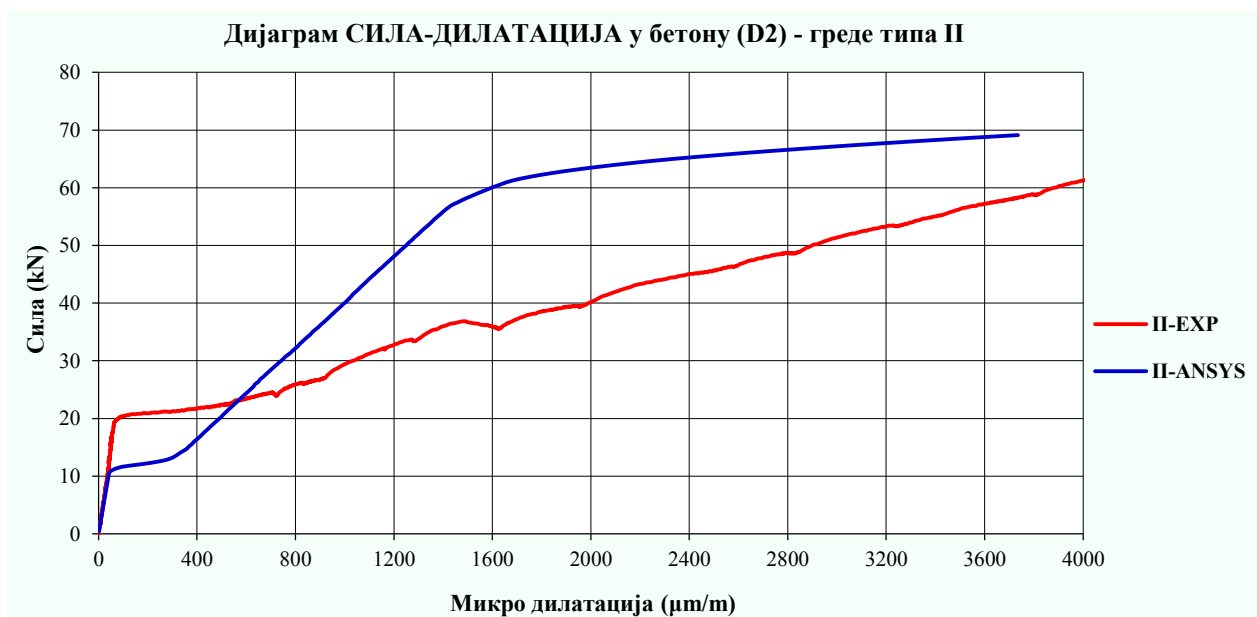


Слика 6.26 – Упоредни дијаграми карактеристичних дилатација у бетону модела типа К, мерених на **D1** и одговарајућих рачунских дилатација добијених нумеричком анализом (МКЕ)

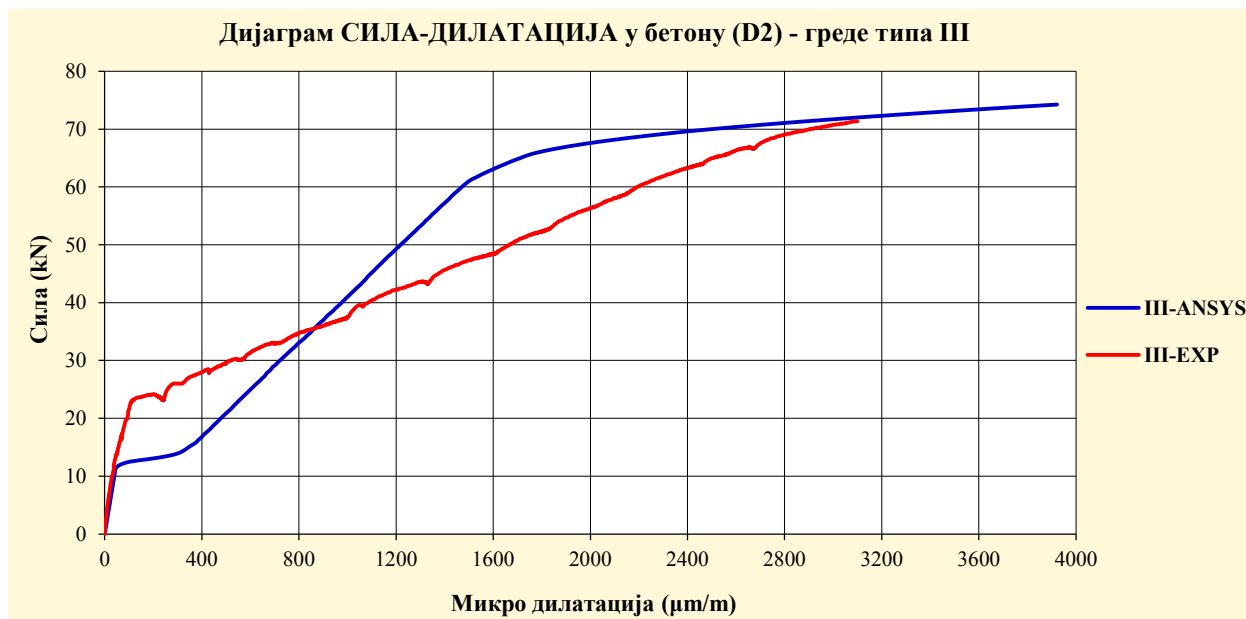
Вредности дилатација у затегнутом бетону ојачаних гредних модела праћене су на мерном месту **D2**. Код ојачаних носача свих типова јасно се уочава разлика у прираштају дилатација добијених експериментално и рачунски (слике 6.27, 6.28, 6.29 и 6.30). У зони еластичних деформација експериментални модели показују спорији раст дилатација и већу границу између линеарног и нелинеарног понашања. У другој фази уочава се бржи прираштај дилатација код експерименталних модела у односу на нумеричке. До слагања резултата долази након појаве течења у конвенционалној арматури, те се максималне дилатације у затегнутом бетону експерименталних и нумеричких модела (приближно 0,0035) добијају при сличном интензитету оптерећења.



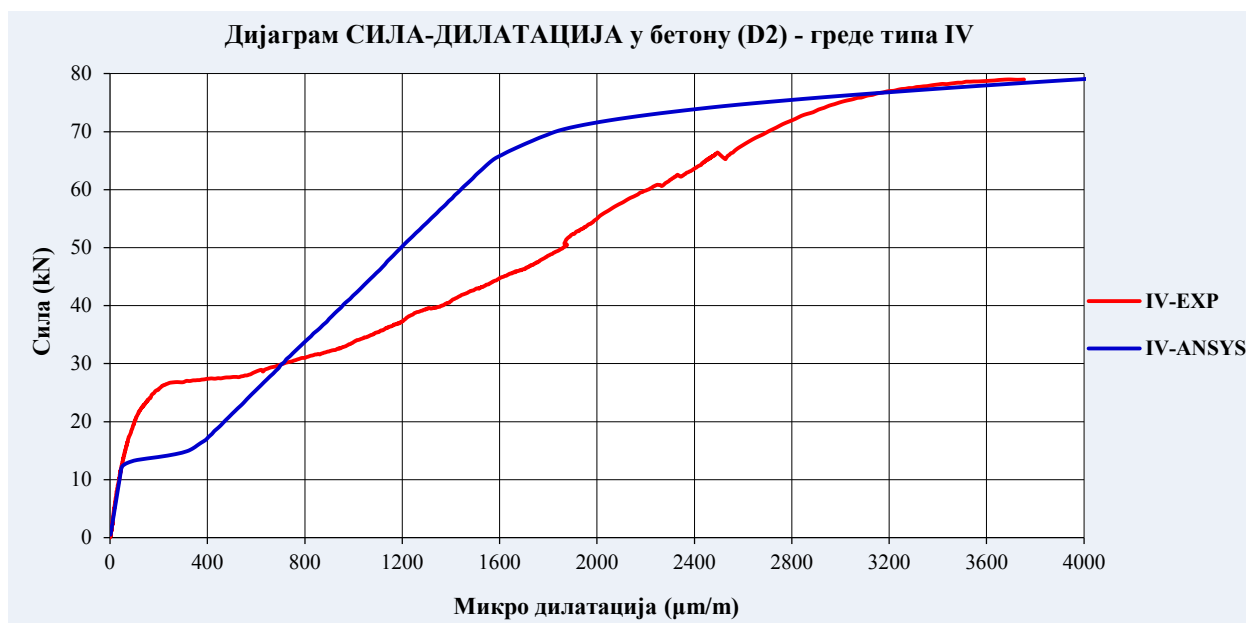
Слика 6.27 – Упоредни дијаграми карактеристичних дилатација у бетону модела типа I, мерених на **D2** и одговарајућих рачунских дилатација добијених нумеричком анализом (МКЕ)



Слика 6.28 – Упоредни дијаграми карактеристичних дилатација у бетону модела типа II, мерених на **D2** и одговарајућих рачунских дилатација добијених нумеричком анализом (МКЕ)



Слика 6.29 – Упоредни дијаграми карактеристичних дилатација у бетону модела типа III, мерених на D2 и одговарајућих рачунских дилатација добијених нумеричком анализом (МКЕ)



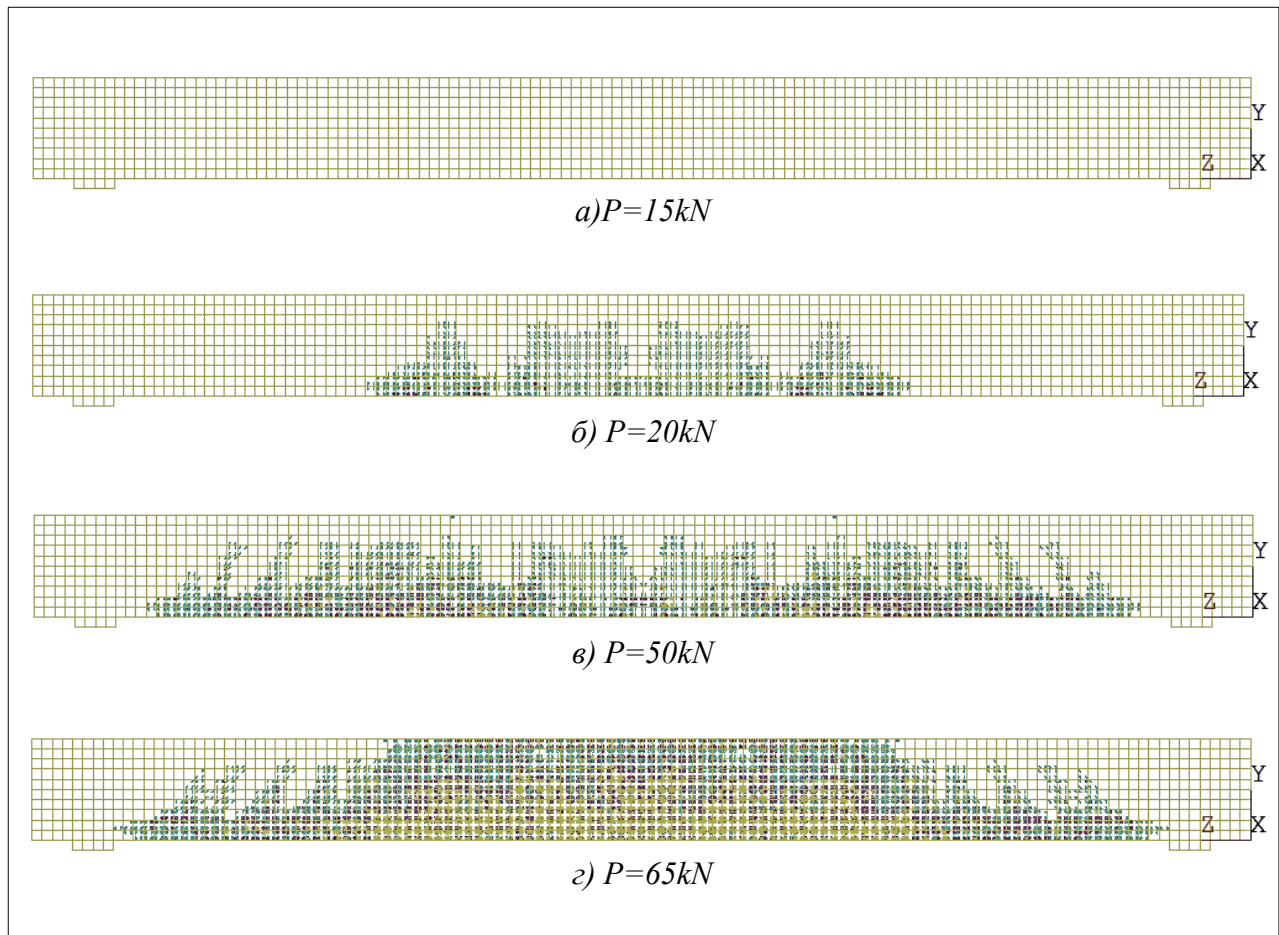
Слика 6.30 – Упоредни дијаграми карактеристичних дилатација у бетону модела типа IV, мерених на D2 и одговарајућих рачунских дилатација добијених нумеричком анализом (МКЕ)

Уочена одступања експерименталних од нумеричких резултата код свих типова ојачаних носача приказују одређену правилност и још једном наглашавају комплексност нумеричког модела. Присуство фероцементног ојачања, моделираног запреминским елементима са дефинисаним процентом армирања микроарматуром, не може верно да симулира реалне везе између цементне матрице и слојева микроарматуре. Из тог разлога приметна је готово двоструко мања крутост нумеричких модела у зони еластичних деформација. Из истог разлога, реално раскидање везе матрице и микроарматуре у зони нелинеарног понашања носача директно приказује мању крутост ојачаних експерименталних модела. Будућа истраживања требала би бити усмерена ка што вернијој нумеричкој симулацији модела по МКЕ, а нарочито ка предлогу решења симулације фероцемента.

### 6.6.1.3. Прслине гредних модела

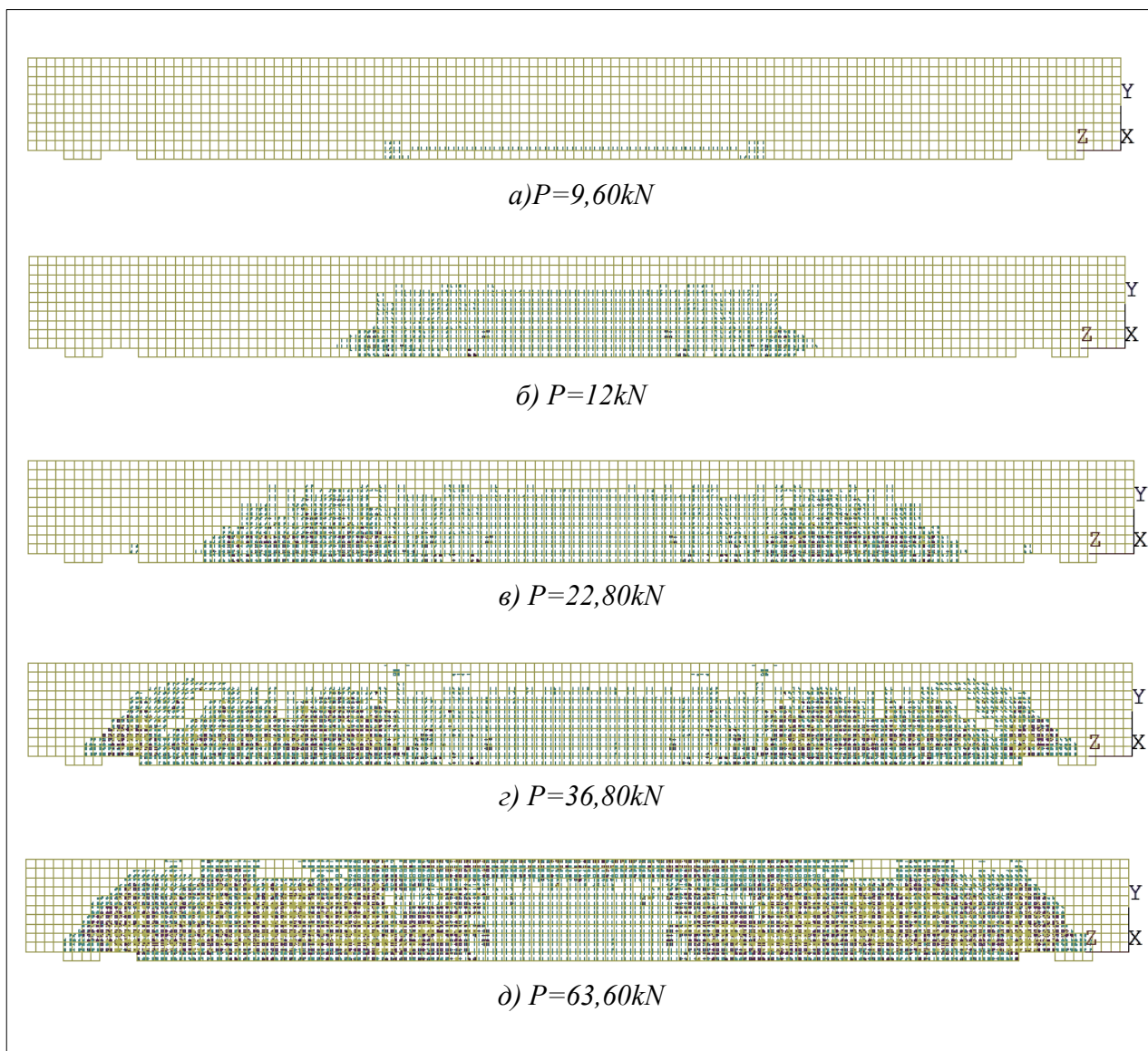
Један од најважнијих параметара сагледавања понашања контролних и ојачаних гредних носача под пробним оптерећењем до лома јесте управо стање прслина у бетону и фероцементу. Приказ настанка и развоја рачунских прслина дат је за неке карактеристичне вредности оптерећења. Праћењем развоја и тока прслина на нумеричким моделима, јасно се уочава њихово почетно појављивање у зони максималних момената савијања. Са прираштајем оптерећења, прслине се пружају вертикално у зони чистог савијања (средња трећина распона), а нагнуто у зони савијања и смицања (у близини ослонаца), где прате правац главних косих затежућих напона.

На слици 6.31 приказан је развој прслина са прираштајем оптерећења неојачаног гредног модела (тип **К**), који је у сагласности са мапом прслина експерименталних модела типа **К** (слика 5.144).



Слика 6.31 – Развој прслина са прираштајем оптерећења неојачаног модела типа **К**:  
 а)  $P=15kN$ ; б)  $P=20kN$ ; в)  $P=50kN$ ; г)  $P=65kN$

Слика 6.32 представља развој прлина са прираштајем оптерећења ојачаног гредног модела (тип I), који је у сагласности са мапом прлина експерименталних модела типа I (слика 5.145).



Слика 6.32 – Развој прлина са прираштајем оптерећења ојачаног модела типа I:  
 а)  $P=9,60kN$ ; б)  $P=12kN$ ; в)  $P=22,80kN$ ; г)  $P=36,80kN$ ; д)  $P=63,60kN$

Нумерички модели ојчаних гредних носача типа II, III и IV очекивано су приказали веома сличан развој прлина и такође су сагласни са мапама прлина датим на сликама 5.146, 5.147 и 5.148.

Настанак и развој прлина на свим нумеричким моделима је реалан и одговара ситуацији констатованој при опсервацији прлина у току испитивања свих експерименталних гредних модела.

## 7. ЗАКЉУЧНА ДИСКУСИЈА

### 7.1. Дискусија резултата и закључци спроведених истраживања

Циљ истраживања, представљеног у овој дисертацији, јесте утврђивање могућности примене фероцемента као средства за ојачање армирано бетонских гредних носача, изложених претежно утицају савијања.

Доказ оправданости избора ојачања носача применом фероцементних елемената изискивао је анализу више релевантних фактора, при чему се пошло од реалне претпоставке да фероцементни елементи у виду трака могу повећати носивост и употребљивост гредних носача оптерећених на савијање. Истраживана је могућност спајања, односно спрезања армираног бетона и фероцемента лепљењем, као приступ који је релативно једноставан и практично применљив. Један од главних циљева у раду било је истраживање везе фероцементног ојачања са основним АБ елементом и њен утицај на коначну носивост и употребљивост ојачаног носача. Рационалност употребе фероцемента за ојачање АБ греда разматрана је са аспекта избора материјала домаћег порекла, лако доступних, једноставних за извођење и релативно ниске цене.

Тежиште рада стављено је на експериментална истраживања ојачаних гредних носача и поређење добијених резултата са одговарајућим нумеричким моделима, уз теоријску потврду добијених резултата. Дванаест армирано бетонских ојачаних гредних узорака изложено је дејству краткотрајног статичког оптерећења, до фазе отказа носивости. Паралелно, на исти начин, испитивана су три неојачана (контролна) армирано бетонска узорка. Урађена је упоредна анализа резултата мерених вредности на ојачаним и контролним узорцима у погледу глобалних деформација (угиба) и локалних деформација (дилатација) и то у бетону, конвенционалној арматури и фероцементу. Такође су сагледани и приказани механизми лома ојачаних и упоређени са неојачаним експерименталним гредним моделима. Дата је аналитичка процедура прорачуна носача употребом опште прихваћених теоријских метода, као и нумеричке симулације модела применом методе коначних елемената (*МКЕ*).

**На основу спроведених истраживања формулисани су следећи ЗАКЉУЧЦИ:**

1. Примена фероцементних елемената (трака) представља реалну могућност за ојачање армирано бетонских гредних елемената изложених претежно савијању.
2. Изабрани начин спајања армираног бетона и фероцемента лепљењем је ефикасна, једноставна и лако применљива метода ојачања. Може бити веома интересантна код неприступачних носача, с обзиром да се изводи брзо и не захтева специјалне услове уградње и неге.

3. Веза остварена адхезивним епокси-малтером ефикасно спреже (повезује) материјале и гарантује заједнички рад армираног бетона и фeroцементa. При отказу носивости и појави лома свих испитиваних ојачаних АБ носача, фeroцементне траке остале су везане за армирани бетон, без обзира на њихов подужни прекид и губитак функције ојачања.
4. Осим адхезивног епокси-малтера, сви употребљени материјали експерименталних модела домаћег су порекла, релативно ниске цене и лако доступни на тржишту.
5. Извођење армирано бетонских гредних носача, фeroцементних трака, као и сам процес њиховог спајања, не захтева специјално обучену радну снагу и опрему.
6. Физичко-механичке карактеристике фeroцементa (трајност, чврстоћа, жилавост, водонепропусност по потреби, отпорност на агресивност средине, удар и хабање), уз економичност, дају предност овом материјалу у поређењу са другим, опште прихваћеним материјалима за ојачање АБ носача у многим случајевима.
7. С обзиром да се фeroцемент повинује истим законима и принципима пројектовања, те се димензионише по истим теоријама као конвенционално армирани бетон, аналитички прорачун ојачаних носача (по опште прихваћеним методама) приказао је поклапања са резултатима експерименталних истраживања.
8. На основу дијаграма угиба и дилатација, добијених читавањем са адекватних мерних инструмената, могле су се уочити три карактеристичне области понашања свих типова испитиваних носача под оптерећењем:
  - област линеарног понашања до појаве првих прслина у бетону,
  - нелинеарно понашање од појаве првих прслина у бетону до почетка течења челичне арматуре,
  - изразито нелинеарно понашање од почетка течења челичне арматуре до отказа носивости.
9. Већ у зони линеарног понашања могао се уочити утицај крутости различитих типова испитиваних ојачаних носача на угиб, што је и било очекивано, с обзиром на чињеницу да повећање крутости носача прати тип ојачања.
10. Након појаве првих прслина био је јасно уочљив ефекат ојачања, односно повећање носивости испитиваних ојачаних гредних модела, у складу са повећањем дебљине фeroцементa и броја слојева микроарматуре.
11. Изразито нелинеарно понашање испитиваних ојачаних гредних модела јављало се у краћем интервалу, до тренутка отказа фeroцементa односно појаве лома, после чега су деформације расле без прираштаја носивости. У овој зони носачи ојачани фeroцементом показивали су већу крајњу носивост у односу на неојачане носаче, сразмерно коефицијенту додатног армирања фeroцементом.
12. Носивост испитиваних ојачаних АБ гредних носача била је већа до 21,14% у односу на неојачане носаче, а све у зависности од типа ојачања (дебљине фeroцементне траке и броја слојева микроарматуре).

- 13.** Код свих типова испитиваних ојачаних носача, након отказа фероцементног ојачања долазило је до скоковитог (наглог) пада носивости на ниво неојачане греде.
- 14.** Испитивани АБ носачи ојачани фероцементним тракама поседовали су већу крутост на савијање од контролних (неојачаних) носача у свим фазама оптерећивања до лома.
- 15.** До тренутка појаве прслина у бетону, просечна крутост на савијање испитиваних ојачаних носача у односу на неојачане била је већа до 42,34%, а након појаве прслина у бетону до 12,22%. После појаве течења арматуре уочена је 4 до 5 пута већа крутост на савијање ојачаних модела, уз напомену да је ова фаза трајала кратко, те је реалан ефекат повећања крутости на савијање значајнији до тренутка појаве течења арматуре у поменутих експерименталним моделима.
- 16.** Приликом испитивања, жилавост (мера апсорбције енергије потребне за деформацију носача) до тренутка појаве првих прслина у бетону била је већа до 200,96% код ојачаних у односу на неојачане гредне носаче.
- 17.** Жилавост испитиваних ојачаних гредних носача до појаве граничних угиба била је већа до 30,96% у односу на контролне гредне носаче.
- 18.** Без обзира на тип ојачања, испитивани ојачани модели имали су мању дуктилност од неојачаних АБ греда. Ово није повољна карактеристика ојачаних носача.
- 19.** После отказа фероцементног ојачања, испитивани гредни носачи задржавали су дуктилност неојачане АБ греде, односно имали неку врсту "резервне" дуктилности, што представља повољан пратећи ефекат, нарочито у случају сеизмичких дејстава.
- 20.** Затегнута арматура испитиваних ојачаних носача имала је мање дилатације у поређењу са затегнутом арматуром контролних (неојачаних) греда, те се могао констатовати ефекат ојачања фероцементним тракама.
- 21.** Ојачање носача фероцементном траком у затегнутој зони изазивало је на испитиваним гредним моделима појаву већих дилатација у притиснутим арматурним профилима у односу на неојачане носаче. Ипак, величина дилатација у притиснутој арматури, у тренутку лома ојачаних носача, била је веома мала у односу на максималне дилатације дефинисане за челик арматурних профила.
- 22.** Фероцементне траке испитиваних ојачаних АБ носача су се перманентно налазиле у затегнутој зони носача. Биле су изложене затезању услед савијања, али су се, због геометрије носача и својих димензија, практично понашале као затегнути елементи. Силе затезања у слојевима микроарматуре биле су готово једнаке, те је до отказа носивости и кидања челичних жица по слојевима (висини) долазило у кратком временском интервалу.
- 23.** Због веома крте цементне матрице фероцементни елементи излазили су из домена еластичног понашања брже од армираног бетона испитиваних гредних модела, те су у највећем делу процеса оптерећивања прихватили силу затезања у постнапрслинској фази.



- 24.** Ојачање носача у затегнутој зони изазивало је два до три пута мање дилатације на горњој притиснутој површини бетона испитиваних ојачаних носача, у односу на контролне АБ греде.
- 25.** Уз повећање носивости, знатно су се смањивали отвори прслина испитиваних ојачаних носача у односу на контролне АБ греде. Развој прслина у бетону био је повољнији уз присуство фероцементног ојачања. Са друге стране, повећање дуктилности ојачаних модела водило би ка већим вредностима ширина прслина.
- 26.** Ојачање АБ носача фероцементним тракама имало је веома повољан ефекат на гранично стање употребљивости. Двоструко или троструко мање вредности максималног угиба и максималне ширине прслине испитиваних ојачаних греда у односу на неојачане могу бити веома применљив податак у пракси.
- 27.** Код испитиваних ојачаних носача свих типова, иницијалне прслине јављале су се на подужном размаку од приближно *20cm*, док су иницијалне прслине на контролним (неојачаним) гредама биле на мањем растојању (приближно *15cm*). Уочен је повољан утицај степена ојачања носача (број слојева микроарматуре, дебљина фероцемента) на ниво развоја прслина, као и на величину ширине прслина у функцији од интензитета оптерећења.
- 28.** Отказ носивости испитиваних неојачаних (контролних) носача настајао је рапидним повећањем угиба, развојем доминантних прслина у пукотине, те мрвљењем бетона у притиснутој зони, без прираштаја силе на преси. Сви контролни носачи имали су равномерно распоређене прслине, а лом је био дуктилан.
- 29.** Отказ носивости испитиваних ојачаних гредних носача, без обзира на тип ојачања, настајао је у средњој трећини распона (зона максималних момената савијања) развојем доминантне прслине у фероцементу, у којој је затим долазило до отказа слојева микроарматуре. Следио је убрзани развој доминантне прслине у пукотину у вертикалном правцу, те коначни отказ носивости ојачаних експерименталних модела. Код ојачаних модела напони притиска у бетону нису били прекорачени и није уочено прскање и мрвљење бетона у притиснутој зони. Без даљег прираштаја оптерећења, расли су угиби ојачаних носача, односно понашање у овој фази било је веома слично неојачаним-контролним гредама. Долазило је до одвајања бетона од затегнуте арматуре у висини заштитног слоја. Прслине су биле равномерно распоређене, а лом није био дуктилан. "Резервна" дуктилност била је обезбеђена преосталом носивошћу са нижим интензитетом, коју поседује неојачана греда. Ово смањење вредности за коју пада носивост после отказа фероцемента једнако је ефекту ојачања и реда је *10-20%*.
- 30.** Нумеричка симулација неојачаних и ојачаних модела приказује употребљиве резултате у поређењу са експерименталним, али је изузетно захтевна због бројности унетих параметара (велики број различитих материјала и симулација њихових међусобних веза), те се јављају одређена одступања, углавном везана за идеализацију физичко-механичких карактеристика конститутивних елемената композитних носача и њихову међусобну интеракцију.

## 7.2. Препоруке и смернице за будућа истраживања

Основна идеја настанка овог рада огледа се у приближавању фeroцементa, као конструкцијског материјала, нашој стручној јавности. Овај грађевински материјал сврстава се у групацију микроармираних бетона и дужи временски период налази своју примену у свету. За разлику од класично армираног бетона, који има дискретно распоређену арматуру за пријем сила затезања и баласт бетона у затегнутој зони, фeroцемент има много природнији састав, побољшаних карактеристика за пријем затезања, који даје значајне предности овом композиту. На нашим просторима употреба фeroцементa веома је скромна, као и сама регулатива.

Проблематика ојачања АБ носача фeroцементом, обрађена у дисертацији, представља само једну од могућности употребе фeroцементa у конструкцијским елементима објеката. Примера ради, у свету се деценијама уназад од фeroцементa изводе морска и речна пловила (бродови, јахте, барже), као и одређени објекти на мору (попут марина и плутајућих платформи). Цилиндрични резервоари за воду од фeroцементa израђују се без класичне оплате. Објекти, изведени самосталним фeroцементним конструкцијским елементима, због своје мале тежине и изражене жилавости, веома су популарни у сеизмички активним подручјима и зонама изложеним дејству торнада. Закривљене површине и неправилне форме једино могу бити изведене микроармираним бетоном. Дакле, поље примене фeroцементa у виду конструкцијског материјала је веома широко.

Са друге стране, потреба за ојачањем АБ конструкција је врло актуелна тема. Сва спроведена истраживања у раду имала су за циљ да покажу да избор фeroцементa, као начина ојачања армираног бетона, представља решење које карактеришу рационалност, једноставност израде и трајност изабраног решења.

Аплицирање фeroцементних трака на затегнуту ивицу гредних носача напрегнутих на савијање представљало би алтернативно решење ојачању носача челичним флаховима или карбонским тракама. Поред процентуално веће носивости челичних флахова и карбонских трака у односу на фeroцементне елементе, треба се осврнути и на још неке важне факторе. Релативно ниска цена израде фeroцементa, употреба материјала домаћег порекла, као и једноставна израда и уградња ојачања, могу бити веома интересантна опција при избору методе ојачања носача. Отпорност на агресивност средине (присуство влаге, атмосферске или морске воде) јесте компаративна предност фeroцементa. Мала сопствена тежина и мала дебљина фeroцементних елемената омогућавају њихову лаку и широку примену.

С обзиром да је у раду обрађена проблематика ојачања АБ гредних носача изложених претежно савијању, будућа истраживања требало би усмерити ојачању других типова АБ носача, али и самих веза (чворова) конструкцијских елемената. Уз савијање, фeroцемент показује одличне карактеристике при пријему чистог затезања, а даје и значајан допринос пријему смичућих напона. Фeroцемент поседује и одличну отпорност на удар, трење и хабање. Динамичка испитивања фeroцементa, самостално или у комбинацији са армирано бетонским носачима, такође би дала базу употребљивих података везаних за ширу примену у пракси.

Проблем дуктилности ојачаних носача представља врло значајан фактор и једну од важних ставки будућих испитивања. Потребна су обимнија испитивања (експериментална и нумеричка) чији би крајњи резултат био побољшање дуктилности носача насталих комбинацијом армираног бетона и фероцемента.

Прорачун конструкцијских елемената од композитних материјала веома је комплексан. Релевантни резултати могу се добити једино употребом нелинеарне анализе. Истраживања усмерена ка што вернијој нумеричкој симулацији модела по *МКЕ* приближила би нелинеарну анализу широј практичној употреби.

---

## ЛИТЕРАТУРА

*ACI 318.R-95 (1995): „Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary“, ACI Committee 318, American Concrete Institute, Detroit.*

*ACI 549.1R-88 (1988): „Guide for Design, Construction and Repair of Ferrocement“, ACI Structural Journal No.3, 85.*

*ACI 549.1R-88 and 1R-93 (1988, 1993): „Guide for Design, Construction and Repair of Ferrocement“, ACI Committee 549-1R-88 and 1R-93, in Manual of Concrete Practice, American Concrete Institute, Michigan.*

*ACI 549.R-97 (1997): „State-of-the-Art Report on Ferrocement“, ACI Committee 549, in Manual of Concrete Practice, American Concrete Institute, Michigan.*

*Al-Kubaisy, M.A., Jumaat, M.Z. (2000): „Flexural Behaviour of Reinforced Concrete Slabs with Ferrocement Tension Zone Cover“, Construction and Building Materials 14, 245-252.*

*ANSYS (2006): „User’s Manual Revision 5.5“, ANSYS, Inc. Canonsburg, Pennsylvania.*

*Badawi, M. (2007): „Monotonic and Fatigue Flexural Behaviour of RC Beams Strengthened with Restressed NSM CFRP Rods“, PhD thesis, University of Waterloo, Waterloo, Ontario, Canada.*

*Balaguru, P.N., Naaman, A.E., Shah, S.P. (1979): „Fatigue Behavior and Design of Ferrocement Beams, Proceedings“, ASCE, Vol.105, ST7.*

*Balaguru, P.N., Naaman, A.E., Shah, S.P. (1979): „Serviceability of Ferrocement Subjected to Flexural Fatigue“, The International Journal of Cement Composites, Vol.1, No.1.*

*Bangash, M.Y.H. (1989): „Concrete and Concrete Structures: Numerical Modeling and Applications“, Elsevier Science Publishers Ltd., London, England.*

*Bashandy A.A. (2013): „Experiments on Flexural Strengthening of Reinforced Concrete Beams using Valid Strengthening Techniques“, Acta Technica Napocensis: Civil Engineering & Architecture Vol. 56, No. 1.*

*El-Wafa, M.A., Fukuzawa, K. (2010): „Flexural Behavior of Lightweight Ferrocement Sandwich Composite Beams“, Journal of Science & Technology Vol. (15) No.(1) JST 3.*

---

*Fahmy, E.H., Shaheen, Y.B.I., Abdelnaby, A.M. (2014): „Applying the Ferrocement Concept in Construction of Concrete Beams Incorporating Reinforced Mortar Permanent Forms“, International Journal of Concrete Structures and Materials, Vol.8, No.1, pp.83–97.*

*IFS Committee 10 (2001): „Ferrocement Model Code, Building Code Recommendations for Ferrocement (IFS 10-01)“, Reported by IFS Committee 10.*

*JYC ТП 22 (2002): „Фероцемент, правила за пројектовање, извођење и одржавање, Техничка препорука за фероцемент (ТП22)“, Савезни завод за стандардизацију, Београд.*

*Kachlakev, D., Miller, T. (2001): „FE Modeling of Reinforced Structures Strengthened with FRP Laminates“, Final Report SPR 316, Oregon State Univesity, Department of Transportation.*

*Kaish, A.B.M.A., Alam, M.R., Jamil, M., Zain, M.F.M., Wahed, M.A. (2012): „Improved Ferrocement Jacketing for Restrengthening of Square RC Short Column“, Construction and Building Materials 36, 228-237.*

*Kaish, A.B.M.A., Jamil, M., Raman, S.N., Zain, M.F.M. (2015): „Axial Behavior of Ferrocement Confined Cylindrical Concrete Specimens with Different Sizes“, Construction and Building Materials 78, 50-59.*

*Li, B., Lam, E.S., Wu, B., Wang, Y. (2013): „Experimental Investigation on Reinforced Concrete Interior Beam–Column Joints Rehabilitated by Ferrocement Jackets“, Engineering Structures 56, 897-909.*

*Makki, R.F. (2014): „Response Of Reinforced Concrete Beams Retrofitted By Ferrocement“, International Journal of Scientific & Technology Research Volume 3, Issue 9.*

*Mourad, S.M., Shannag, M.J. (2012): „Repair and Strengthening of Reinforced Concrete Square Columns using Ferrocement Jackets“, Cement & Concrete Composites 34, 288–294.*

*Naaman, A.E. (2000): „Ferrocement & Laminated Cementitious Composites“, Techno press 3000, Michigan.*

*Naaman, A.E., Homrich J.R. (1986): „Flexural Design of Ferrocement: Computerized Evaluation and Design Aids“, Journal of Ferrocement, Vol.16, No.2, Bangkok.*

*Правилник за бетон армирани бетон „БАБ'87“, Универзитетска штампа, Београд, 2000.*

*Радосављевић, Ж. (1985): „Армирани бетон 1“, Грађевинска књига, Београд.*

---

*Ранковић, С. (2010): „Експериментално-теоријска анализа граничних стања армиранобетонских линијских носача ојачаних спрезањем са НСМ влакнастим композитима“, докторска теза, Грађевинско-архитектонски факултет Универзитета у Нишу, Ниш*

*Reddy, M.V., Reddy, E.M. (2011): „Rehabilitation of Shear Deficient RC Beams“, International Journal of Earth Sciences and Engineering, Vol. 04, No. 06, pp. 1125-1128.*

*Shang S.P., Zeng, L.O., Peng, H. (2003): „Flexural Strengthening of Reinforced Concrete Beam with Ferrocement“, 28th Conference on OUR WORLD IN CONCRETE & STRUCTURES: 28 - 29 August 2003, Singapore.*

*Shannag, M.J., Bin Ziyad, T. (2007): „Flexural Response of Ferrocement with Fibrous Cementitious Matrices“, Construction and Building Materials 21, 1198–1205.*

*Shannag, M.J., Mourad, S.M. (2012): „Flowable High Strength Cementitious Matrices for Ferrocement Applications“, Construction and Building Materials 36, 933-939.*

*Sivagurunathan, B., Vidivelli, B. (2012): „Strengthening of Predamaged Reinforced Concrete Beams by Ferrocement Plates“, International Journal of Current Engineering and Technology, Vol.2, No.4.*

*Sridhar, J., Malathy, R., Sangeetha, R.K. (2014): „Flexural Strengthening of Reinforced Concrete Beams using Ferrocement Laminates with Partial Replacement of Fine Aggregate by Steel Slag“, Journal of Engineering and Technology, Vol 4, Issue 2.*

*Xiong, G.J., Wu, X.Y., Li, F.F., Yan, Z. (2011): „Load Carrying Capacity and Ductility of Circular Concrete Columns Confined by Ferrocement Including Steel Bars“, Construction and Building Materials 25, 2263-2268.*



---

## БИОГРАФИЈА АУТОРА

Дарко Живковић рођен је 14. априла 1971. године у Нишу. Основну и средњу грађевинску техничку школу завршио је у Нишу са одличним успехом.

Грађевински факултет Универзитета у Нишу, смер: Конструкције, уписао је школске 1990/91 године, а редовне студије почео школске 1991/92 године, након одслужења редовног војног рока. Дипломирао је 29. октобра 1997. године, на дипломском раду из предмета Бетонске конструкције под називом „*Моделирање и прорачун просторне скелетне конструкције фундиране на контра плочи*“ са оценом 10 (десет) и просечном оценом током студија 8,75 (осам,75/100).

Последипломске-магистарске студије уписао је школске 1997/98 године на Грађевинско-архитектонском факултету Универзитета у Нишу, област: Конструкције, смер: Конструкције и конструктивни системи грађевинских објеката. Све испите положио је са просечном оценом 10 (десет). Магистарску тезу под називом „*Актуелна проблематика примене микроармираног бетона у конструкцијским елементима објеката*“ одбранио 16.09.2009. године. Кандидат је наставу и испите на последипломским студијама, као и израду магистарског рада и докторске дисертације, завршио упоредо са обављањем наставе и стручним радом из своје уже научне области.

У периоду од новембра 1997. до јуна 1998. године радио је на пословима пројектанта конструкције у ДП „Инвестпројект“ Ниш.

Од јуна 1998. године до септембра 2003. године радио је као сарадник на научном пројекту и стручни сарадник на Грађевинско-архитектонском факултету Универзитета у Нишу.

Период од септембра 2003. године до данас провео је као асистент за ужу научну област Бетонске конструкције и Бетонски мостови на Грађевинско-архитектонском факултету Универзитета у Нишу. Активно учествује у раду у настави од школске 1998/99 године. Током рада на матичном факултету, изводио је вежбања на предмету Бетонске конструкције на Вишој техничкој школи „Станко Пауновић“ у Нишу, током три академске године. Упоредо са радом на последипломским-магистарским студијама и радом у настави, укључен је и у научно-истраживачки рад и стручни рад у оквиру рада Института за грађевинарство и архитектуру Грађевинско-архитектонског факултета у Нишу. У том периоду био је ангажован као сарадник на научним пројектима и објављивао научне радове у стручним часописима и на конгресима.

Стручни рад кандидата покрива велики део области грађевинарства: стамбене, друштвене, индустријске, хидротехничке објекте и мостове. Учесник је израде пројеката конструкција, пројеката санација и експертиза. Са проф. др Душаном Петковићем радио је 17 експертиза са предлогом мера санације конструкције војних објеката, оштећених током ратних дејстава 1999. године. У својству пројектанта учествовао је у изради више од 100 пројеката конструкција у земљи и иностранству (Европа, Азија).

На тријеналу архитектуре „Ниш 2006“, Друштво архитеката Ниша наградило је кандидата за рад - хотел „*My Place*“ у категорији архитектонски пројекти-реализације.

Дарко Живковић је ожењен и отац је двоје деце.



**Прилог 6.** Изјаве аутора докторских дисертација

**Изјава 1.**

**ИЗЈАВА О АУТОРСТВУ**

Изјављујем да је докторска дисертација, под насловом

**АНАЛИЗА НАПОНА И ДЕФОРМАЦИЈА ФЕРОЦЕМЕНТНИХ КОНСТРУКЦИЈСКИХ ЕЛЕМЕНТА У КОМБИНАЦИЈИ СА КОНВЕНЦИОНАЛНО АРМИРАНИМ БЕТОНОМ**

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, \_\_\_\_\_

Потпис аутора дисертације:



Дарко З. Живковић

**Изјава 2.**

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

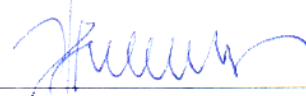
Наслов дисертације:

**АНАЛИЗА НАПОНА И ДЕФОРМАЦИЈА ФЕРОЦЕМЕНТНИХ КОНСТРУКЦИЈСКИХ  
ЕЛЕМЕНАТА У КОМБИНАЦИЈИ СА КОНВЕНЦИОНАЛНО АРМИРАНИМ БЕТОНОМ**

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, \_\_\_\_\_

Потпис аутора дисертације:



Дарко З. Живковић

### Изјава 3:

#### ИЗЈАВА О КОРИШЋЕЊУ

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

#### **АНАЛИЗА НАПОНА И ДЕФОРМАЦИЈА ФЕРОЦЕМЕНТНИХ КОНСТРУКЦИЈСКИХ ЕЛЕМЕНАТА У КОМБИНАЦИЈИ СА КОНВЕНЦИОНАЛНО АРМИРАНИМ БЕТОНОМ**

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

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

1. Ауторство **(CC BY)**

2. Ауторство – некомерцијално **(CC BY-NC)**

3. Ауторство – некомерцијално – без прераде **(CC BY-NC-ND)**

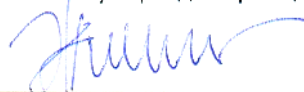
4. Ауторство – некомерцијално – делити под истим условима **(CC BY-NC-SA)**

5. Ауторство – без прераде **(CC BY-ND)**

6. Ауторство – делити под истим условима **(CC BY-SA)**<sup>4</sup>

У Нишу, \_\_\_\_\_

Потпис аутора дисертације:



Дарко З. Живковић

<sup>4</sup> Аутор дисертације обавезан је да изабере и означи (заокружи) само једну од шест понуђених лиценци; опис лиценци дат је у наставку текста.