



Висше строително училище “Любен Каравелов”- София

Строителен факултет

Катедра “Строителни конструкции”

инж. Иван Георгиев Георгиев

УСИЛВАНЕ НА СЪЩЕСТВУВАЩИ СЪОРЪЖЕНИЯ ОТ СТОМАНОБЕТОН

АВТОРЕФЕРАТ НА ДИСЕРТАЦИЯ

за присъждане на научна и образователна степен – “доктор”

**Научна специалност:
02.15.04 – “Строителни конструкции”**

Научен ръководител : Доц. д-р инж. Димо Марков Кисов

София, 2017

Докторантът е зачислен на задочна докторантура през 2012г. дисертационния труд обсъждан и насрочен за защита на разширен катедрен съвет на катедра “Строителни конструкции” СФ проведен на 14. 06. 2017г.

Дисертационния труд съдържа 180 страници, 179 фигури и 42таблици. Към дисертацията има приложение от 4страници.

Библиографията обхваща 149 заглавия, от които 56 на кирилица и 93 на латиница.

Председател на журито: доц. д-р инж. Георги Дянков Георгиев

Рецензенти:

1. проф. д-р инж. Илия Иванов Иванчев;
2. доц. д-р инж. Петър Христов Христов;

Изготвящи становища:

1. проф. д-р инж. Костадин Христов Топуров;
2. доц. д-р инж. Георги Дянков Георгиев;
3. доц. д-р инж. Димо Марков Кисов.

Защитата на дисертационния труд ще се състои на 17.10.2017 от 14:00 ч. в заседателната зала на ВСУ „Л. Каравелов”.

Материалите по защитата са на разположение на интересуващите се в деловодството на ВСУ, Ректорат на ВСУ, етаж 3, стая № 33, както и на сайта на ВСУ „Л. Каравелов”.

Съдържание :

1 Актуалност на задачата и цели на дисертацията	5
2.Композитни материали	7
3. Усилване за огъващи моменти обзор на нормативните документи.	9
4 : Опитни образци, експериментална постановка	16
5. Експериментални резултати , сравнения и анализи	20
5.1 Провисвания.	20
5.1.1 Тестови резултати от изпитване на серия (I)	20
5.1.2 Тестови резултати от изпитване на серия (III)	23
5.1.3 Изводи и заключения	26
5.2 Пукнатини.	29
5.2.1 Експериментални резултати, теоретични изследвания и сравнения за серия (I)	29
5.2.2 Експериментални резултати и сравнения за серия (III)	32
5.2.3 Изводи и заключения.	35
5.3 Крайно гранично състояние – експериментални резултати и теоретично изследване.	36
5.3.1 Серия (I)	36
5.3.2 Серия (III)	40
5.3.3 Обобщаване и анализ на резултатите, изводи и заключения	43
6. Реализирани проекти	48
6.1 Надлез на път II-17 над път I-3	48
6.2 Усилване на съоръжения по маршрути да придвижване на “не нормирани “ тежки товари .	50
6.2.1 Мост на път III-5701 km 3 ⁺²⁸⁴ -2009г.	50
6.2.2 Мост на на път III-554 km 116 ⁺⁴⁰⁰ намиращ се в гр.Гълъбово	51
6.3. Мост на km 27+100 при Прохода на Републиката – 2010г.	53
6.4 Мост по бул. Драган Цанков над ул.Тинтява – гр. София-2011г.	53
6.5 Изводи и заключения	54
7. Претенции за научни и научно – приложни приноси.	55
8. Насоки за бъдещо развитие.	55
9. Публикации по темата на дисертацията.	56
10. Благодарности	56
11. Литература	57

1 Актуалност на задачата и цели на дисертацията

В условията на нарастваща мобилност стремежът е доколкото е възможно, да се удължи експлоатационния период на съоръженията. Тъй като най-голямо повишаване на товарите се наблюдава по пътната мрежа, работата по темата е насочена към най-многобройната част от пътните конструкции - стоманобетонните мостове и възможностите за усиляването им с полимерни материали – Fiber Reinforcement Polymer /FRP/.

Необходимостта от усиляването или възстановяването на строителните конструкции се дължи на три основни фактора:

- a) увеличаване на натоварването;
- b) занижаване на носимоспособността във времето;
- c) завишаване на изискванията за надеждност в съвременните условия.

a) увеличаване на натоварването:

- С увеличаване на пътния трафик, и подобряване комфорта на движение все по – често се налага промяна на габарита – това е и една от основните причини за промяна на натоварването на пътните мостове. Промяната на габарита е следствие от решението на пътната част. Понякога промяната е незначителна, или за сметка на тротоарните блокове, понякога обаче тя е свързана с включването на нова лента за движение и може да достигне до дублаж на съществуващото съоръжение.

- Промяна на натоварването може да се наложи следствие промяна на предназначението. Тази причина е характерна за сгради, но съществуват и случаи, при които комуникационното решение променя типа на подвижния състав.

- Понякога се налага изграждане на трасета за придвижването на “ненормирани” тежки товари. Въпреки временния характер на въздействието проектирането и реализацията на усиляващи мероприятия при съоръженията с по-големи отвори са сериозни предизвикателства.

Необходимо е да се спомене една доста често срещана, но за съжаление подминавана причина за промяна на натоварването – пренастилането. Много съоръжения са попадали в програми за рехабилитация на пътни отсечки, които целят подобряване комфорта на движение, свързан най – често с преасфалтиране, като не винаги се държи сметка дали рехабилитацията е по съоръжение. Този тип претоварване е постоянно и вследствие пълзенето на бетона след време се реализират значителни провисвания, които водят до влошаване комфорта на движение и създаване усещане за несигурност.

b)- Занижаване на носимоспособността във времето:

- повреждане на елемента вследствие удари на превозни средства

При липса на своевременна намеса към първоначалните ефекти от удара се добавят и реологичните процеси в бетона и се реализират значителни геометрични отклонения от проектното положение.

Спад в носимоспособността може да се получи и следствие на корозионни процеси, занижена поддръжка – загуба на бетонно покритие, компрометирана хидроизолация, проектантски грешки и т.н.

с) Завишаване на изискванията за надеждност в съвременните условия

Има се в предвид новата нормативна уредба – навлизането на системата Еврокод, промяна на подвижния състав и съответните изчислителни проверки. В някои случаи, особено по-старите съоръжения, не удовлетворяват новите изисквания на надеждност.

Във връзка с гореизложеното могат да се разграничат два различни подхода – възстановяване и усиление.

Възстановяването на една конструкция се състои главно в поправката на повредените конструктивни елементи, без съществено повишаване на носимоспособността от първоначалните нива. Възстановяване се прилага обикновено когато конструктивните елементи са понижили своите качества във времето.

Усилването на една конструкция се състои в съществено повишаване на носимоспособността както на отделни нейни елементи и връзки, така и на повишаване цялостната надеждност на конструкцията. В зависимост от необходимата степен на усиление са възможни следните подходи:

- усиление на критичните конструктивни елементи;
- вграждане на нови конструктивни елементи, връзки съединения, промяна на статическата схема;
- отстраняване на ненужното тегло и т.н.

Независимо от причината, или необходимостта за възстановяване или усиление в много случаи съществуващите съоръжения имат ресурса да се справят при подходяща интервенция, на цена, много по-ниска от тази на ново строителство. Интересът към възможността за усиление в България е налице, но тепърва ще се развива в положителна посока. Ограниченията до момента са в липсата на достатъчна нормативна база. В тази връзка задачата е актуална и представлява интерес от научно - приложен аспект.

Настоящата дисертация се фокусира върху изследване възможността за усиление и възстановяване носимоспособността на конструктивни елементи подложени на огъване, чрез използването на композитни материали, като се поставят следните цели:

- 1. Проучване и представяне на композитните материали и възможностите за усиление на стоманобетонни елементи подложени на огъване.**
- 2. Подготовка и експериментално изследване на усилен с FRP влакна гредови елементи.**
- 3. Анализ на резултатите от експеримента за експлоатационни гранични състояния – провисвания и пукнатини.**
- 4. Изследване формите на разрушаване и оценка на носещата способност на елементите подложени на огъване – крайни гранични състояния.**
- 5. Анализ на усилен съоръжения с участието на автора и тяхното поведение при натурно изпитване.**

2. Композитни материали

Композитни материали познати като FRP – fiber reinforcement polymer са съставени от влакна с висока опънна якост фиксирани и залепени с помощта на полимери - полимерна матрица.

Композитните материали за усиление на стоманобетонни конструкции са се появили като алтернатива на традиционните методи на усиление и дългогодишно търсене на адекватно поведение при “таванен” монтаж.

Апликацията на FRP – се появява като алтернатива на метода на залепяне на стоманени плочи чрез епоксидни лепила в най-напрегнатите зони на стоманобетонни елементи – (Fleming and King 1967). – 1967г. Този метод е използван за усиляването на много мостове и сгради по света и в ограничени случаи и в България /Южен пътен възел – гр. В. Търново-1998г./.

Тъй като стоманените плочи са чувствителни към корозия се появява влошаване на връзката стомана – бетон. Пълзенето при бетона, както и нуждата от тежка механизация за монтажа и укрепителни средства за задържането на тежките стоманени плочи насочва вниманието на учените към композитните материали. Експериментална работа с FRP материали за реконструкция на бетонни елементи е била документирана още през 1978г в Германия (Wolf and Miessler 1989).

Научните изследвания в Швейцария са довели до първите приложения на външно залепени FRP за усиление на стоманобетонни мостове по отношение на огъващи моменти (Meier 1987; Rostasy 1987). Композитни усиляващи системи се прилагат за първи път в Япония за усиление стоманобетонни колони през 1980 (Fardis and Khalili 1981; Katsumata et al. 1987). Използването на усиление чрез композитни материали на колони в Япония придобива популярност след земетресението в Кобе 1995г.

Методът натурно доказва своята ефективност и през 80 – те години започват усилените теоретично – експериментални дейности за неговото развитие и приложение. По-късно се появяват първите национално одобрени ръководства за приложение на композитните материали в Германия, Швейцария, Великобритания, Япония, Италия, САЩ и Канада. До сега някои от тези документи са претърпели изменения или повторни издания.

Полимерните системи за усиление са съставени най-малко от следните компоненти:

- влакна с голяма опънна якост;
- матрици – полимери фиксиращи влакната в желаната геометрична подредба;
- адхезиви – полимери свързващи усиляващата система с бетонната повърхност /в определен тип усиляващи системи матрицата е и адхезив/;
- грундове - подобряващи повърхностните качества на бетона.

Към тези компоненти в зависимост от системата могат да се добавят – изравнителни и репрофилиращи разтвори, UV- защиты, защиты срещу механични повреди или защиты срещу пожар. Обикновено последните не са включени в усиляващата система, но при използването на композитни материали в места с възможност за възникване на пожар те са задължителни.

2.1 Влакна

Традиционните влакна за усиление на стоманобетонните елементи са карбонови, арамидни и стъклени, в последно време се говори за използване и на други материали – влакна от стомана, базалт и органични влакна като лен и коноп .

В разработката са разгледани масовите влакна за композитни усиляващи системи : карбонови, арамидни и стъклени, представени са техните физико – механични характеристики. Направено е сравнение между тях, като са изтъкнати техните предимства и

недостатъци. В допълнение са представени и някои материали в процес на разработка , като стоманени и базалтови фибри.

2.2 Матрици - полимерната матрица има следните функции:

- фиксира влакната в желаната геометрична подредба;
- пренася силите от усилвания елемент към влакната;
- предпазва влакната от влага и агресивна околна среда;
- предпазва влакната от изкълчване при натистови напрежения /има се в предвид зони на закотвяне със знакопроменливи моменти и др./.

В разработката са разгледани различни типове матрици, в зависимост от състава им и начина на полагане, представени са физико – механичните характеристики на матрици и адхезиви на базата полиестерни и епоксидни смоли.

Всички типове матрици са чувствителни към UV лъчи [107] Така че те изискват адекватна защита, което означава специални добавки и/или предвиждане на UV защита.

Основния недостатък на всички полимерни матрици е, че при повишени температури- T_g – температура на встъкляване /60-82°C/ започва промяна в полимерната структура и развитието на пластични деформации. Затруднява се връзката между усилвания елемент и влакната. При по-нататъшно увеличение на температурата връзката се компрометира.

2.3 Системи за усилване

Разгледани са следните системи за усилване:

Системи за мокро полагане

Предварително импрегнирани системи

Втвърдени системи

Представени са начина им на полагани и областта на приложение.

2.3.1 Механични характеристики на усилващите системи

За да се получи добро механично взаимодействие между влакната и матрицата, механичните параметри трябва да бъдат адаптирани един с друг. Приблизителното поведение на линейно - еластичните деформации на композициите се определя главно от характеристиките на влакна. За да се предотврати развитието на микрорупкнатини в матрицата преди да бъде достигната опънната якост на влакната, граничната деформация на матрицата трябва да бъде по- голяма от тази на влакната.

Качествата на композитните материали зависят от качествата на влакната, тези на полимерната матрица, както и от процентното участие на влакна в усилващата система.

3. Усилване за огъващи моменти обзор на нормативните документи.

Усилващите системи трябва да се проектират така, че да поемат необходимите опънни напрежения при гарантирана съвместимост на деформациите между усилящата система и усиления елемент. Композитните материали се използват за усиление при огъване, напречни сили, усукване и за създаване на ограничен бетон. Винаги става въпрос за поемане на опънни сили, като влакната трябва да са ориентирани по посоката на опънните напрежения. При ориентация на влакната по главни опънни напрежения усилящите системи са най – ефективни.

Най-популярния метод за усиление при огъване е чрез външно залепени ламели или тъкани. При необходимост от по-високи степени на усиление се предпочитат ламелите поради по-голямата им площ на напречното сечение, трябва да се има в предвид обаче, че те са с по-малка контактна повърхност с бетонната основа и изискват относително по-гладки повърхности за апликация. В някои случаи е възможно непълноценно използване на материала. Тъканите по-лесно заемат формата на усиления елемент, имат относително по-голяма контактна повърхност с усиления елемент и могат да се полагат в няколко слоя.

Като алтернатива на горепосочения метод е разработен метода с разполагане на тесни ленти или пръти от предварително втвърдени полимерни армировки в шлицове в рамките на бетоновото покритие. Шлицовете се запълват предварително с полимер след което с натиск се вкарва лентата или пръта, който изтласква част от полимера навън.

Допускат се по-големи напрежения и по ефективно използване на материала. Този метод обаче изисква специализирана техника за направа на шлицовете, не се прилага при таванен монтаж.

В България нямам данни да е прилаган. Основната причина е че се изисква относително голямо бетоново покритие, което липсва, точно при тези съоръжения които се нуждаят от ремонт. В световен мащаб, обаче се прилагат [100], сравнение на различно приложени усилящи системи могат да се намерят в [130]

Необходимостта от усиление за огъващи моменти е една от най-честите, но практиката показва, че необходимостта от усиление за огъване много често е съпроводена и от необходимост за усиление от срязване - реализации и изследвания [113].

3.1 Гранични състояния общи положения.

Следвайки принципите и правилата в Eurocode , както и на други разгледани стандарти усиляните елементи се проверяват при експлоатационни гранични състояния SLS и при крайни гранични състояния ULS.

Изследват се :

- Дълготрайни и краткотрайни изчислителни ситуации - те отговарят на нормалната експлоатация на конструкцията.
- Особена изчислителна ситуация - тя отговаря на непредвидена загуба на FRP (удари, вандализъм, пожар).
- Допълнителни изисквания (различни напрежения вследствие различен коефициент на термично разширение, пожароустойчивост,

- удароустойчивост) се задават от възложителя за конкретния проект.
- Сеизмична изчислителна ситуация.

3.1.1. Експлоатационни гранични състояния SLS

– Проверките гарантират, че усиленият елемент ще се държи адекватно при нормална експлоатация.

1. Проверки на напрежения:

- в армировката;
- в бетона за предотвратяване на повреди или прекомерно пълзене,
- във FRP – за избягване на повреди при дълготрайни или циклични натоварвания.

Ограничаването на напреженията в армировката и бетона в условията на експлоатационно гранично състояние е свързано със съответния стандарт за стоманобетонни елементи.

По отношение на ограничаване на напреженията в усилящата система в теоретичната част на разработката са представени и подробно разгледани следните стандарти : **Fib Bulletin 14 [97], CNR-DT 200/2004 [82], Beton Kalender 2014 [147], TR 55 [141], ACI 440.2R-02 [59], ACI 440.2R-08 [60].**

Разгледаните стандарти ограничават напреженията в усилящата система, като процент от нейната изчислителна опънна якост в зависимост от:

- материалите на системата
 - Карбонова
 - Арамидна
 - Стъклена
 - и типа на адхезива
- типа на натоварване:
 - статично краткотрайно
 - статично дълготрайно с отчитане на пълзенето
 - динамично с отчитане на умората

В повечето случаи при елементи подложени на огъване, меродавни се оказват допустимите напрежения в стоманената армировка в близост до усилящата система.

2. Провисвания, които могат да ограничат нормалната експлоатация, да предизвикат повреди, влошаване комфорта на движение , лоша визия на конструкцията или чувство за несигурност.

По отношение на провисванията в дисертацията са подробно представени изчислителните модели от следните стандарти: **Euro code2[14] , Fib bul 14 [97], ACI 440.1R06[61]/[63], CEB Fib 1990[78], ISIS 2001[103].**

3. Пукнатини – включително и повърхностни, които могат да компрометират дълготрайността, функционалността, външния вид или които могат да изложат на опасност връзката усиляща система – конструктивен елемент.

Моделите за изчисляване на пукнатини на усилен с FRP стоманобетонни елементи са крайно ограничени единствено Fib bul 14 [97] третира наличието на усиляща система и нейното влияние върху разпределението и широчината на пукнатините.

В допълнение се разглеждат методите за определяне на разстоянията между пукнатините и тяхната широчина съгласно [14] и [90] [91] по отношение на неусилени елементи.

3.1.2 Крайни гранични състояния- ULS

3.1.2.1. Крайни гранични състояния- при дълготрайна и краткотрайна изчислителна ситуация.

В тази група гранични състояния е необходимо да бъдат определени всички възможни форми на разрушение и да бъдат предотвратени с необходимия фактор на сигурност. Формите на разрушение могат да бъдат подразделени на такива, при които е приета неподдаваема връзка между усилящата система и усиленият елемент и такива, които проверяват възможните механизми на разлепяне, в повечето по-точни методи на изчисления двете форми са взаимно свързани. При всички случаи трябва да бъде изпълнено :

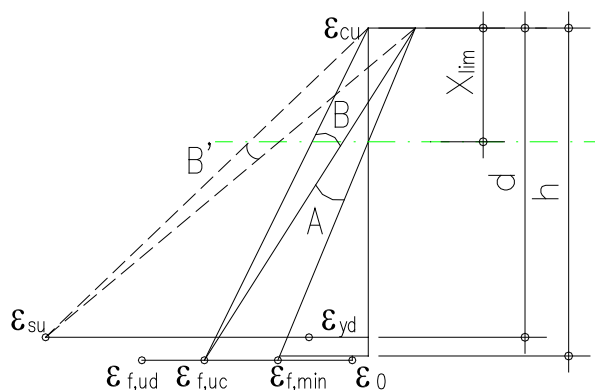
$$E_{Ed} \leq R_d \quad (3.1.1)$$

Където E_{Ed} е изчислителната стойност на ефекта от въздействието, а R_d е изчислителната стойност на носимоспособността. В различните стандарти съществуват различни записи но смисълът е един и същ.

3.2.2.1.1 Крайно гранично състояние при – неподдаваема връзка между усилящата система - FRP и стоманобетонния елемент.

Съгласно европейските стандарти крехките форми на разрушение трябва да бъдат избягвани. Поради същата причина трябва да се гарантира, че при ULS меката армировката ще достигне до границата си на провлачване така, че усиленият елемент да има дуктилно поведение, независимо от крехкия характер на разрушение откъм бетона или разлепянето на усилящата система.

Фиг. 3.3



При това водещите модели на разрушение при огъване са два:

- Провлачване на армировката и разрушаване на бетона преди разрушаване на FRP или разлепяне зона „А”.
- Провлачване на армировката с разрушаване на FRP или разлепяне – Зона „В”. След загубата на усилящата система елемента се разрушава откъм стоманата при достигане на $\epsilon_s = \epsilon_{su}$. Зона В’.

ε_o - начална деформация на опънния ръб по време на усиление.

$\varepsilon_{f \min}$ - минималната допустима деформация на FRP съответстваща на χ_{lim} .

$\varepsilon_{fu,c}$ - максималната деформация в критичното сечение при ULS.

В случаите когато усилящата система се скъсва $\varepsilon_{fu,c} = \varepsilon_{fud}$.

В случаите когато се разлепя $\varepsilon_{fu,c} < \varepsilon_{fud}$ е равна на деформацията на критично сечение при разлепяне.

Разлепянето може да започне в друго сечение, а не в критичното. Това ще се разгледа при проверките за разлепяне. Случаи на разлепяне се допускат само при $\varepsilon_{fu,c} \geq \varepsilon_{f \min}$. Оптимален ефект се постига при едновременното разрушаване на бетона $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ и скъсване на FRP при $\varepsilon_f = \varepsilon_{fud}$.

Съгласно [59] , [60]

В стандартите са разгледани следните форми на разрушение :

- разрушаване на бетона в натисквата зона преди провлачване на армировката ;
- провлачване на армировката в опънната зона последвано от скъсване на FRP ;
- провлачване на армировката в опънната зона последвано от разрушаване на бетона в натисквата зона.
- разлепяне на FRP.

Според стандартите добра дуктилност се получава ако в крайно гранично състояние в опънната армировка се достигнат деформации от 5%, но са допустими и крехките форми на разрушаване. За да се отчете горното се налага различен коефициент по отношение на носимоспособността в зависимост от деформациите на опънната армировка:

В теоретичната част са подробно разгледани и коментирани следните стандарти:

Fib Bulletin 14 [97], CNR-DT 200/2004 [82], Beton Kalender 2014 [147], TR 55 [141], ACI 440.2R-02 [59] и ACI 440.2R-08 [60].

3.2.2.1.2 Крайни гранични състояния -ULS - проверки на разлепяне

При правилен подбор на усилящата система – разлепянето обикновено се случва откъм бетона (срязване на бетона в рамките на бетоновото покритие). При проверка в ULS се използват изчислителни опънни или срязващи напрежения с γ_c за бетона съгласно разглежданият стандарт;

В ограничени случаи, при по-високи класове на бетона може да се случи разрушение по адхезива, приема се γ_a съгласно разглежданият стандарт, но най-често е като за бетона.

Кратко описание на формите на разлепяне

Сцеплението е необходимо за предаване на силите от бетона към усилящата система. Разлепяне в този случай означава пълна загуба на сцепление между бетона и FRP.

Локални разлепяния – са локална загуба на сцепление между бетона и FRP. В този случай редуцията на якостта на сцепление между бетона и FRP е ограничена в една

малка област – загуба на сцепление в рамките на 2mm в близост до пукнатина на огъвания елемент.

Локалните разлепвания сами по себе си не са форма на разрушения, които да доведат до загуба на носимоспособност на елемента. Когато локалните разлепвания се размножат и се загуби композитното действие, така че FRP да не може да поема натоварване по-нататък се достига до форма на разрушение наречена peeling-off - разслояване.

Ако няма преразпределения на напрежение между FRP и вътрешната армировка е възможно разслояването да бъде внезапно и крехко разрушение.

Разлепянето може да се наблюдава по различни повърхности:

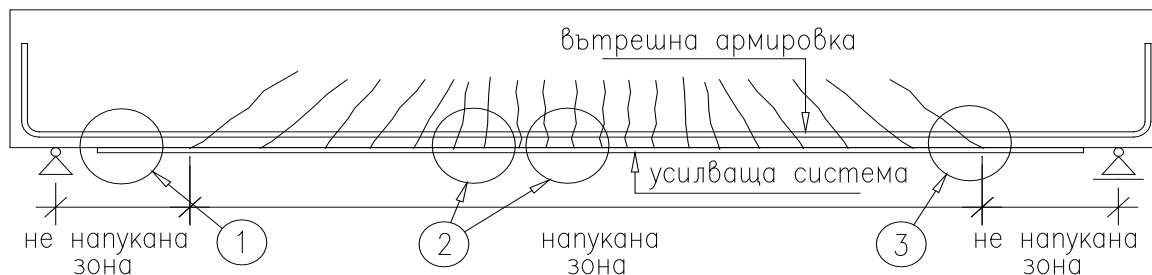
- срязване в бетона
- между бетона и адхезива
- в адхезива
- между адхезива и FRP
- Срязване в бетона по най-слабия пласт в рамките на бетонното покритие:
 - срязване в близост до повърхността;
 - срязване по линия на вътрешната армировка.
- Разлепяне по адхезива - като правило якостта на опън и тази на срязване на адхезива са по-големи от тази на бетона и е нормално срязването да бъде в бетона. Разлепяне по адхезива може да се случи при повишени температури или когато якостните параметри на бетона са по-високи.
- Разлепяне по повърхността бетон – адхезив или адхезив – FRP.
Подобно разлепяне може да има само при недостатъчна подготовка на повърхностите при апликирането на FRP.
- Разлепяне вътре във FRP срязване през ламелите.
Такова разлепяне също е възможно между фибрите и матрицата, но е по-скоро теоретично.

Необходимо е да се спомене, че проверките в крайни гранични състояния, при неподдаваема връзка между стоманобетонния елемент и усиливащата система, при всички включени коефициенти на сигурност не са меродавни. В реални тестове полимерната армировка не се къса, а се загубва връзката между усиливащата система и елемента, това е причината за непълноценното използване на материала. В повечето случаи напреженията при разлепяне са в пъти по-малки от якостта на усиливащата система, и след като бъдат определени се приемат за гранични, за да продължат изчисленията, като при неподдаваема връзка.

По този въпрос е и голямото разнообразие от методи и подходи за определянето на ефективните деформации /напрежения/, при които все още има съвместна работа между усиливащата система и елемента.

Ефективни напрежение /деформации/ в усиливащата система са максималните, при които все още има съвместна работа между усиливащата система и елемента.

Ефективни изчислителни напрежение /деформации/ в усиливащата система са горните изчислени с определена обезпеченост /95%/ и включени коефициенти на сигурност.



Фиг. 3.2.3.2

- Форма на разрушение №1: разслояване в ненапуканата зона.
- Форма на разрушение №2: разслояване при наличие на пукнатини от огъване.
- Форма на разрушение №3: разслояване в следствие пукнатина получена от напречни сили.
- Форма на разрушение №4: разслояване вследствие от неравности на бетонната повърхност. **Този ефект се получава при апликирането на усилващи системи в зони на вдлъбнатини, трябва да бъде избягван на ниво проектиране и изпълнение, не се разглежда в дисертацията.**

Разлепяне на краищата на усилващата система и разлепяне при нормални пукнатини (от огъване).

Разгледаните методи могат да бъдат класифицирани три групи :

-Първа група

Методите от тази група са най-разпространените и лесни за употреба. Предполагат две стъпки:

- първата е проверка на анкерването на усилващата система;
- втората е ограничаване на деформациите в усилващата система до сигурни нива с цел да се избегне загуба на сцепление по цялата дължина на елемента.

Получените възможни деформации респ. напрежения се приемат като гранични и изчислителните проверки се извършват съгласно предпоставките за неподдаваема връзка.

Към тази група спадат следните модели от разгледаните стандарти: **Метод №1 от Fib Bulletin 14 [97], , Италианският CNR-DT 200/2004 [82], Fib Model Code 2010[79], Метод №1 от Beton Kalender 2014 [147], Британският TR55 [141] и Американският ACI 440.2R-02 [59] и ACI 440.2R-08 [60].**

Втора група:

Методите предлагат проверка на анкерването и предаване на силите между FRP и бетонната повърхност.

При този метод се правят две независими стъпки. Първо се проверява анкерването. При следващата се проверява дали тангенциалните напрежения по дължина, изчислени с помощта на опростени равновесни условия, не надвишават критичната стойност на напреженията на срязване в бетона.

представител на тази група е метод 3 от fib bulletin 14 [97]

Трета група

Това са най-точните, но и най-сложните методи, които анализират зоната на анкерването и възможния пренасяния на напрежения при елементите между всяка пукнатина.

Представителите от групата разгледани методи са **Метод №2 от Fib Bulletin 14 [97] и Beton Kalender 2014 “По-точен метод” [147].**

3.1.2.2 Особена изчислителна ситуация

На практика това са условия на минимална носимоспособност на елемента при която той може да бъде усилен.

Дължи се на загуба на FRP системата вследствие удар, вандализъм, пожар или на състояние преди усиляване.

3.1.2.3 Специални проектни проверки.

Цикличното натоварване се взема предвид в изчислителните проверки в по-новите нормативни документи, макар и с доста допълнителни приемания.

Допълнителни разлепващи напрежения дължащи се на разлики в коефициента на температурно разширение на усилящата система и бетона в някои специални случаи могат да бъдат взети в предвид. За целта са необходими нови изчислителни постановки, както и допълнителна експериментална дейност.

Устойчивост на удар и пожар. Този тип усилящи системи са чувствителни към механични повреди и високи температури. По отношение на механичните повреди, в това число и вандализъм при съоръжения с възможен достъп до усилящата система е необходимо да се приложи адекватна защита.

Дълготрайност - влиянието на околната среда се взема предвид още в изчислителните проверки, това влияние трябва да бъде обмислено и ако е необходимо да се вземат специални мерки. При мостове композитните материали задължително се прилагат с UV защита и ако е необходимо и защита от механични повреди

3.1.2.4 Сеизмична изчислителна комбинация

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} \quad (3.1.13)$$

Където $\sum_{j \geq 1} G_{k,j}$ е сумата на характеристичната стойност на ефектите на постоянните въздействия, P са ефектите от предварително налягане /ако има такова/ A_{Ed} са изчислителните ефекти от сеизмичното въздействие.

Проверката се прави в условията на ULS, приемайки частните коефициенти по материал като за дълготрайна и краткотрайна изчислителна ситуация.

4.Опитни образци, експериментална постановка.

4.1 Опитни образци и схема на натоварване.

За експериментална дейност се използват 8 броя греди разделени на две серии по четири броя.

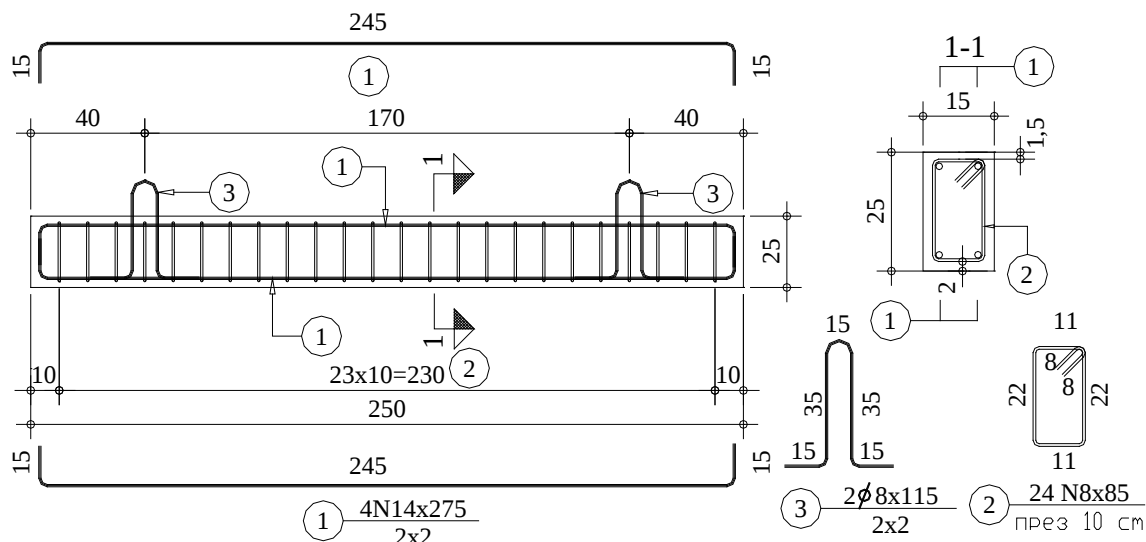
Надлъжната армировка е 2N14 опънна армировка и 2N14 натискова. Опънната армировка е съобразена с условието да не се получават нереално големи /в съответствие с практиката/ степени на усилване, а натисковата е избрана за постигане на достатъчен ресурс на натисковата зона. Полезната височина на елементите е $d=21.5\text{cm}$, $d_1=3.5\text{cm}$.

Напречната армировка е стремена N8 през 10cm по цялата дължина на елемента за избягване на възможни форми на разрушение от напречни сили.

Армировката е изготвена от стомана B500 В.

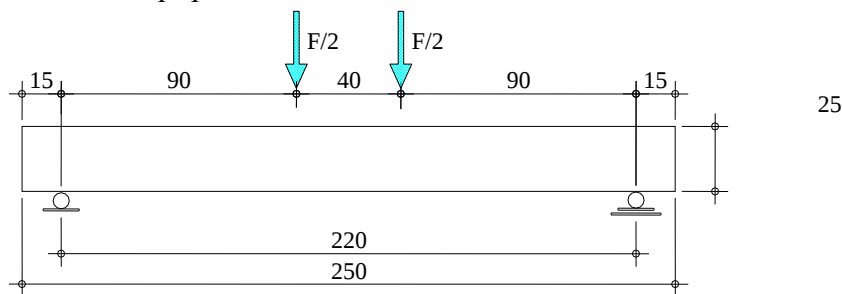
Гредите са изготвени от бетон с проектен клас C25/30.

Котражните размери на гредите и армировъчния им план са представени на фигура № 4.1, а статическата схема и начина на натоварване на фигура № 4.6.



Фиг 4.1 Схема на опитните образци.

Опитните образци се натоварват при статическа схема – проста греда и действието на две концентрирани сили съгласно схемата:



Фиг. 4.6 Статическа схема и начин на натоварване

Първоначално гредите /стоманобетонни образци/ са натоварвани съгласно табл.1

*“Усилване на елементи от стоманобетон”
Автореферат*

Таблица 4.1 Етапи на натоварване и разтоварване на неусилени образци

Серия	Греда	Етап №1 натоварване	Етап №2 разтоварване	Етап №3 натоварване	усилване
I	1	0-40 kN стъпка -2.5kN	40-0 kN стъпка 5 kN	0-40 kN стъпка 5 kN	2C
	2	0-40 kN стъпка -2.5kN	40-0 kN стъпка 5 kN	0-40 kN стъпка 5 kN	2C
	3	0-40 kN стъпка -2.5kN	40-0 kN стъпка 5 kN	0-40 kN стъпка 5 kN	2C
	4	0-40 kN стъпка -2.5kN	40-0 kN стъпка 5 kN	До разрушаване стъпка 5 kN	-
III	9	0-20 kN стъпка 2.5 kN 20-40 kN стъпка 5 kN	40-0 kN стъпка 5 kN	0-45 kN стъпка 5 kN	4C
	10	0-20 kN стъпка 2.5 kN 20-40 kN стъпка 5 kN	40-0 kN стъпка 5 kN	0-45 kN стъпка 5 kN	4C
	11	0-20 kN стъпка 2.5 kN 20-40 kN стъпка 5 kN	40-0 стъпка 5 kN	0-45 стъпка 5 kN	4C
	12	0-20 kN стъпка 2.5 kN 20-40 kN стъпка 5 kN	40-0 kN стъпка 5 kN	До разрушаване стъпка 5 kN	-

4.2 Контролирани величини и измервателна техника

4.2.1. Контролирани величини

Изследваните величини при опитните образци преди усилването и след това са :

- провисванията и остатъчните деформации на гредите в четвъртините и средата - $L/4$, $L/2$ и $3/4L$
- разтварянето на пукнатини /разположение, разстояние между пукнатините височина и ширина/
- следене на напрегнатото и деформирано състояние на елемента в сечение $L/2$.
- Определяне на максималната носимоспособност на елемента и характера на разрушаване.

4.2.2 Измервателна техника

За следене на провисванията на гредата са използвани механични индикатори μ Controls с точност 0,01mm и ход 30mm , за следене на деформациите на опорната греда в зоните на подпиране се използват механични индикатори μ Controls с точност 0,01mm и ход 10mm.

Индикаторите се разполагат в оста на гредата съгласно схемата при $L/4$, $L/2$ и $3/4L$, както и по два индикатора за следене на преместванията при опорите.

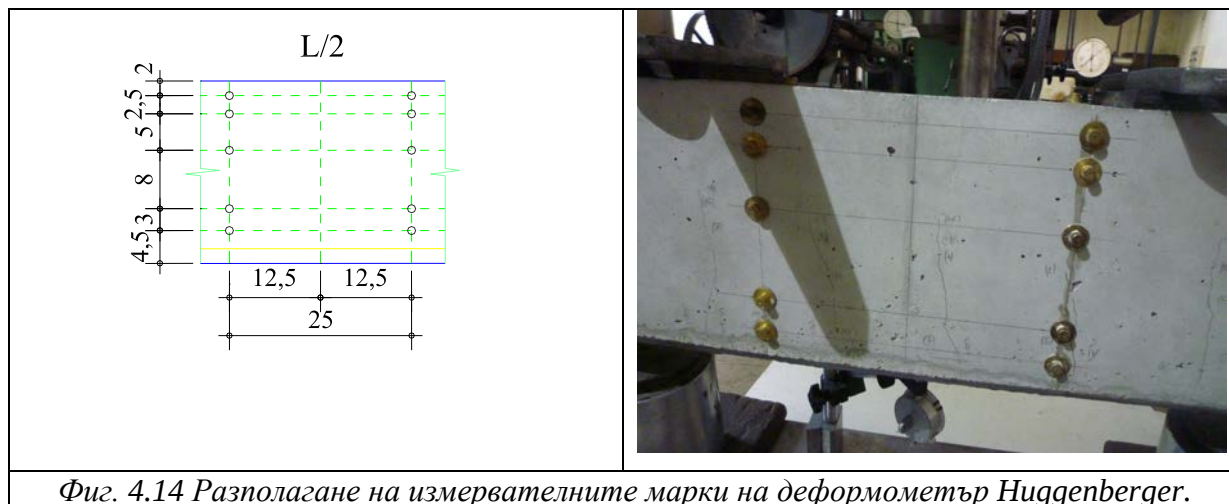
При измерване на провисванията се използват и три капацитивни датчика с точност на измерване 0,001 mm и обхват от 50 mm. Разполагането на датчиците е успоредно с механичните индикатори по дължаната на гредата - $L/4$, $L/2$ и $3/4L$.

За изследване на пукнатините е използван специализиран микроскоп с увеличение 100 пъти и точност на отчитане 0,01 mm и обхват 1,2 mm, уредът има

възможност за фокусиране към избраната пукнатина, фокусиране на измервателната скала, както и завъртането на скалата перпендикулярно на пукнатината без преместване на уреда от изследваната основа.

Пукнатините са отчитани на ниво опънна стоманена армировка.

За изследване на напрегнатото и деформирано състояние на гредата се използва деформометър Huggenberger с база 250 mm и точност 0,001 mm
Контактните пластинки /марки/ за измерване на уреда са разположени симетрично на средата на гредата на 6 нива по височина на сечението от двете страни. Нивата на измерване са съгласно схемата



При измерванията свързани с напрегнатото и деформирано състояние на гредата в сечение $L/2$ допълнително се апликират по два броя електросъпротивителни деформоприемни датчика разположени по долната и горната страна на елемента. След изпитване на неусиления елемент електросъпротивителните датчици в опънната зона се късат / при преминаване на пукнатина през тях/ и съответно отстраняват от елемента. След усиляването нови датчици в опънната зона се залепят върху усиливащата система.

4.3 Усилване на опитните образци

След изпитването на образците съгласно табл.4.1, по един образец от всяка серия се натоварва до разрушаване и по три образца отиват за усиляване.

За усиливащ материал е избран Sika –Wrap - Hex- 230C – карбонова тъкан с изчислителна дебелина – 0.129mm със следните характеристики:

модул на еластичност	$E = 231 \text{ GPa}$
гранична деформация при скъсване	$\varepsilon_{f,u} = 0.017$
ширина на усиливащата лентата	100 mm.
За адхезив и матрица се използва SikaDur 330	

Тъканта се залепя към бетонната повърхност с лепило Sika Dur 330 предназначено за полагане по сух способ.

Гредите от серия I са усилены с по два слоя тъкан, а тези от серия III с по четири слоя тъкан. Като процент от стоманената опънна армировка полимерната такава е 8,4% за серия I и 16,8 % за серия III. След усиляване и изчакване за набиране на 100% якост

“Усилване на елементи от стоманобетон”
Автореферат

на адхезива /време зависещо от околната температура посочено от производителя/ гредите се подлагат на нови тестове при същата статическа схема и следните етапи на натоварване:

Таблица 4.2 Етапи на натоварване и разтоварване на усилен образци

Серия	Греда	Етап №1 натоварване	Етап №2 разтоварване	Етап №3 натоварване	усилване
I	1	0-40 kN стъпка -2.5kN	40-0 kN стъпка 5 kN	0-до разрушаване стъпка 5 kN	2С два слоя
	2	0-40 kN стъпка -2.5kN	40-0 kN стъпка 5 kN	0-до разрушаване стъпка 5 kN	2С два слоя
	3	0-40 kN стъпка -2.5kN	40-0 kN стъпка 5 kN	0-до разрушаване стъпка 5 kN	2С два слоя
III	9	0-20 kN стъпка 2.5 kN 20-40 kN стъпка 5 kN	40-0 kN стъпка 5 kN	0-до разрушаване стъпка 5 kN	4С четири слоя
	10	0-20 kN стъпка 2.5 kN 20-40 kN стъпка 5 kN	40-0 kN стъпка 5 kN	0-до разрушаване стъпка 5 kN	4С четири слоя
	11	0-20 kN стъпка 2.5 kN 20-40 kN стъпка 5 kN	40-0 стъпка 5 kN	0-до разрушаване стъпка 5 kN	4С четири слоя

5. Експериментални резултати , сравнения и анализи.

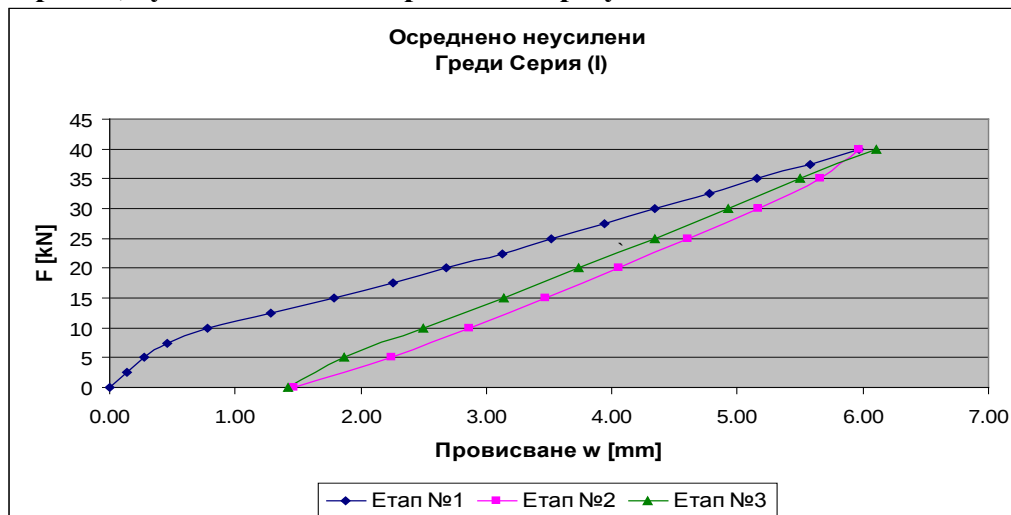
5.1 Провисвания.

5.1.1 Тестови резултати от изпитване на серия I

5.1.1.1 Не усилен образци

Експериментални резултати:

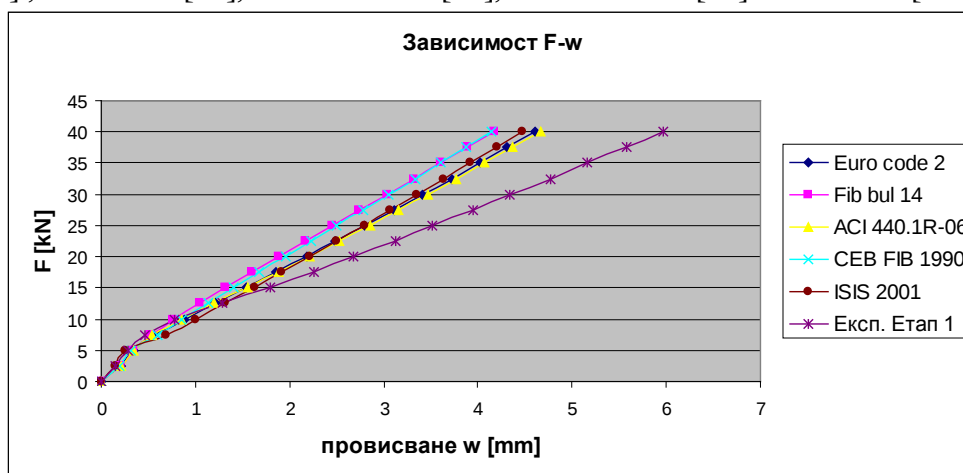
В дисертацията са представени резултатите от изпитването на всички опитни образци, тук са показани осреднените резултати от изпитването на серия I



Фиг.5.1.13. на графиката са представени осреднените зависимости провисвания -натоварване

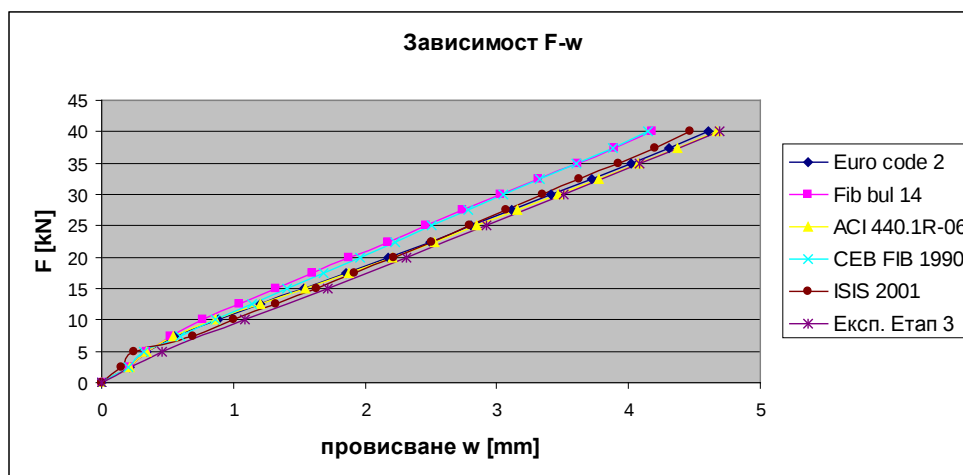
Сравнение на експерименталните резултати и теоретичните модели за провисване.

В сравнението вземат участие разгледаните модели в глава №3 или Euro code2[14] , Fib bul 14 [91], ACI 440.1R06[61], CEB Fib 1990[78] и ISIS 2001[103].



Фиг . 5.1.14. Сравнение на теоретични и експериментални резултати за първи етап на натоварване.

При първите етапи на натоварване експерименталните провисвания са значително по-големи от теоретично изчислените. Експеримента е най-близко до ACI 440.1R-06[61] и най-отдалечен от Fib bul 14 [97]и CEB Fib 1990[78]



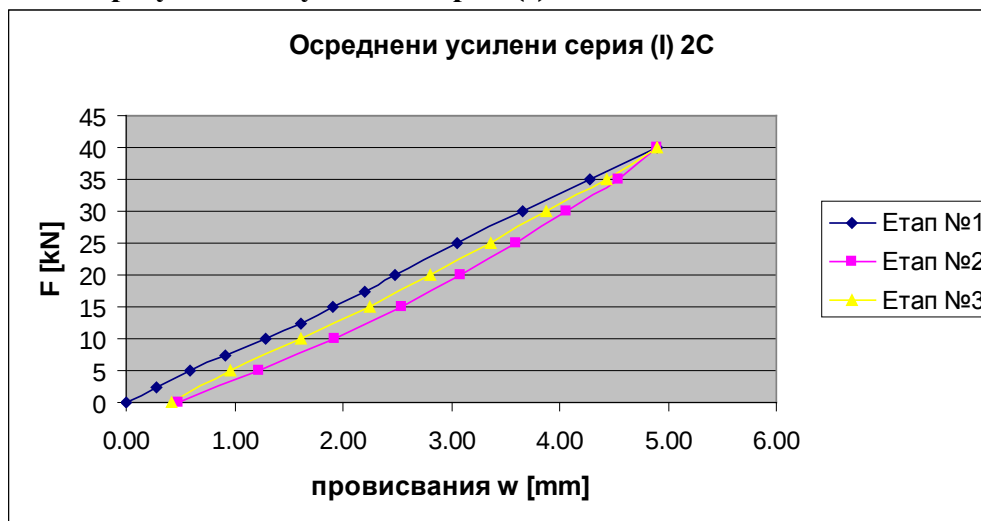
Фиг . 5.1.15. Сравнение на теоретични и експериментални резултати за трети етап на натоварване.

При трети етап на натоварване и нулиране на остатъчните деформации експерименталните резултати почти съвпадат с теоретичните. Експеримента съвпада с Euro code2[14] и ACI 440.1R06[61] и най-отдалечен е Fib bul 14 [97]и CEB Fib 1990[78] .

5.1.1.2 Тестови резултати от изпитване на усилені образци от серия (I)2С.

Тестови резултати

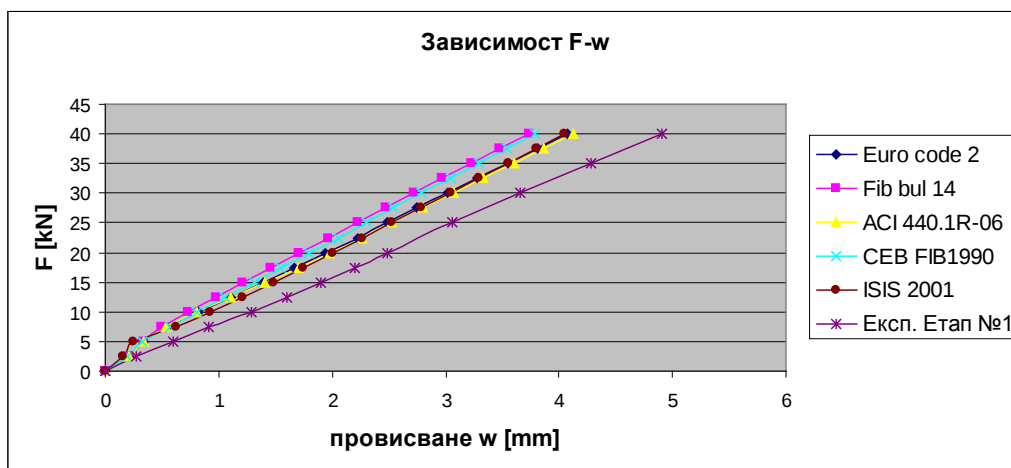
Осреднени резултати за усиленa серия (I)2С



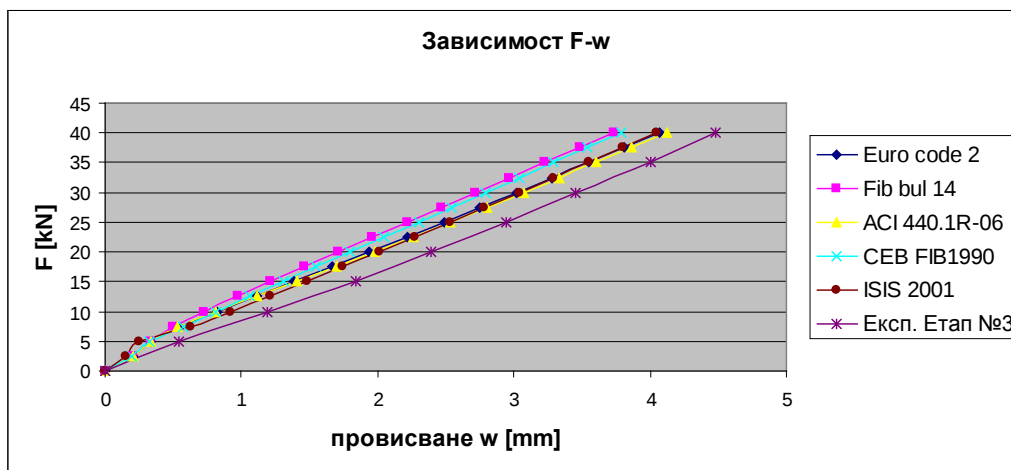
Фиг.5.1.19.. Провисвания в $L/2$ от натоварване етап №№1, 2 и 3.

Сравнение на експерименталните резултати и теоретичните модели за провисване.

Използването на по-горните теоретични модели усилящата система се третира както в предписанията на [97], при изчисляване на съответните инерционни моменти е включена усилящата система.



Фиг. 5.1.20. Сравнение на теоретични и експериментални резултати за първи етап на натоварване при усилені образци от серия (I)2С .

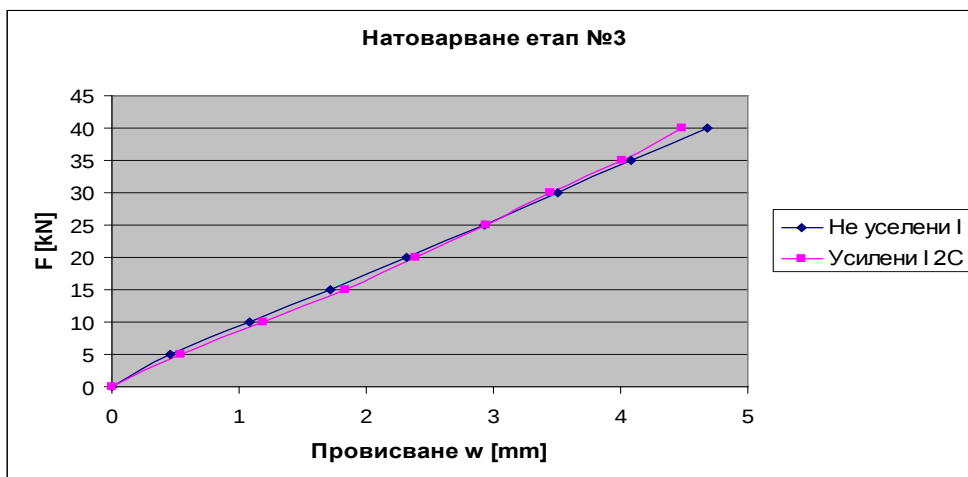


Фиг . 5.1.21. Сравнение на теоретични и експериментални резултати за трети етап на натоварване при усилені образци от серия (I) 2С .

Експеримента показва по – големи провисвания сравнени с разгледаните изчислителни модели. При натоварванията от трети етап се наблюдава приближение на експеримента до теоретичните резултати.

5.1.1.3 Сравнение между неусилени и усилені образци от серия (I).

За коректни сравнения, по отношение нарастване на коравина трябва да се пристъпи след игнориране на първоначалните натоварвания и изключване на остатъчните деформации. Това в рамките на експеримента означава сравнение на етапи от натоварване №3 при нулиране на остатъчните деформации:



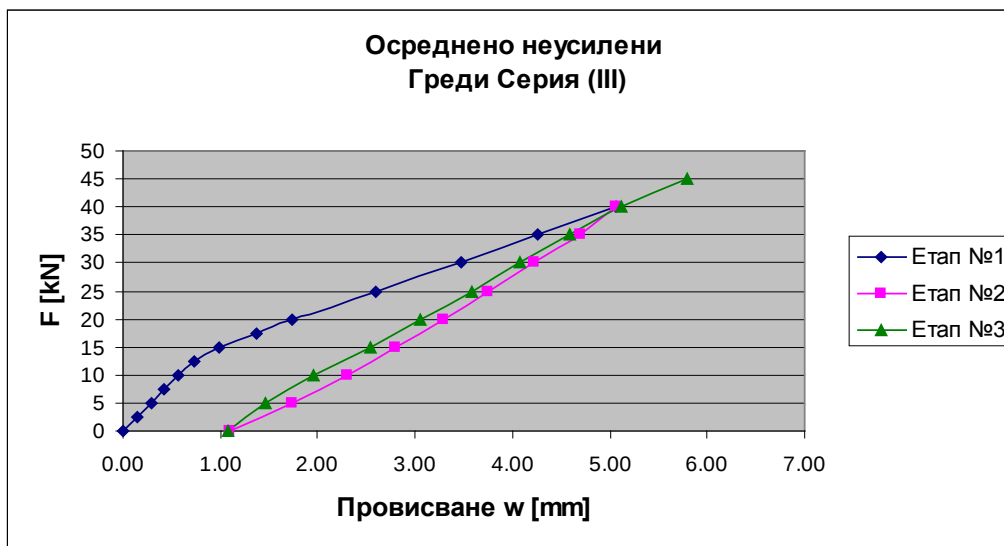
Фиг.5.1.22. Провисвания в $L/2$ от натоварване етап №3, сравнение между не усилени и усилени образци от серия (I).

От представената графика става ясно че, провисването при серия I не е особено повлияно от усиливащата система. При директното сравнение на провисванията от серия I имаме ефект само 5%.

5.1.2 Тестови резултати от изпитване на серия (III)

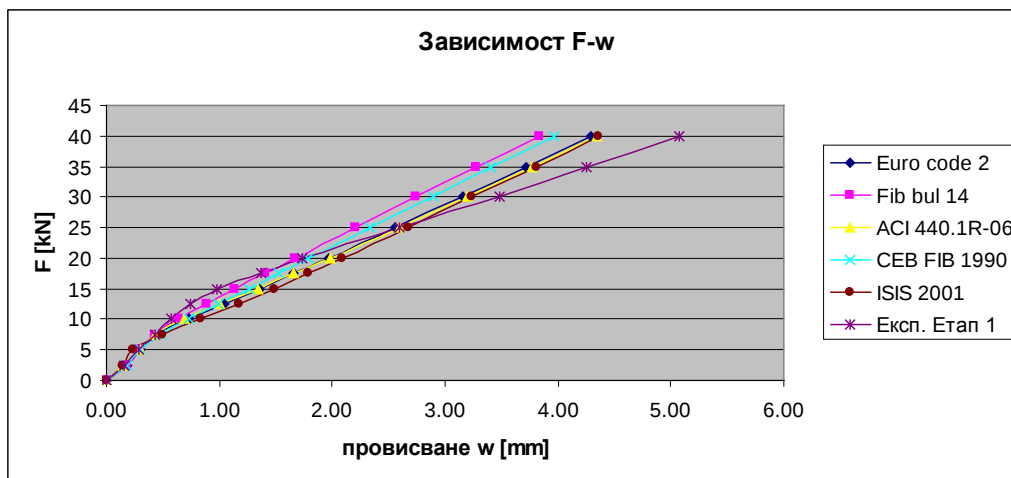
5.1.2.1 Не усилени образци

Експериментални резултати.

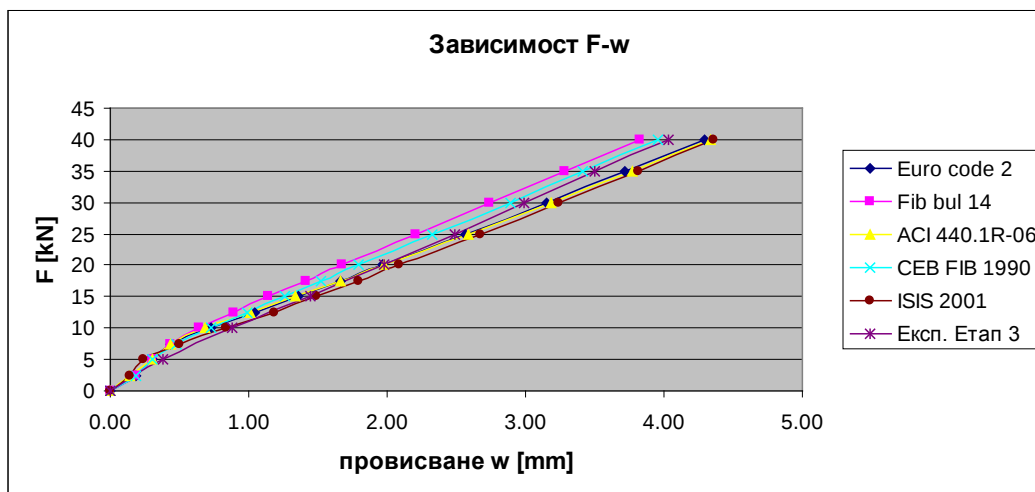


Фиг.5.1.30. Провисвания в $L/2$ етапи на разтоварване №№1, 2 и 3.

Сравнение на експерименталните резултати и теоретичните модели за провисване.



Фиг.5.1.31. Провисвания в L/2 за неусилена серия (III) – изчислителни модели и експеримент за първи етап на натоварване.

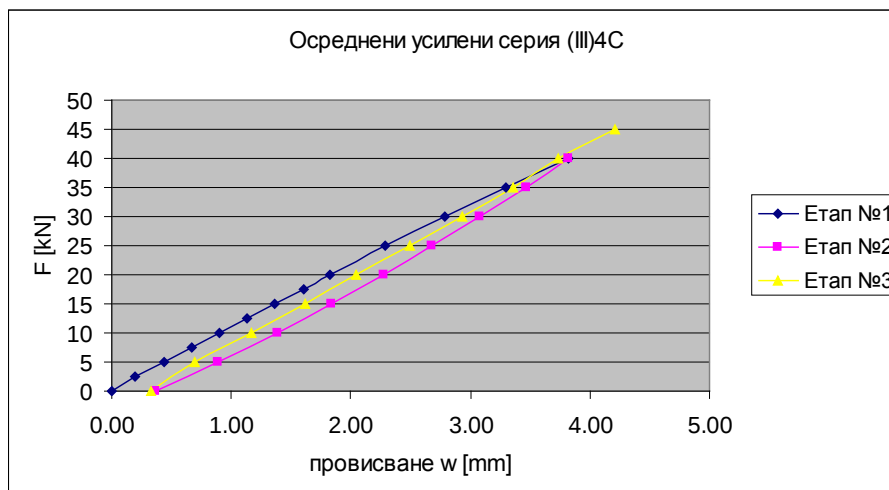


Фиг.5.1.32. Провисвания в L/2 за неусилена серия (III) – теоретични стойности и експеримент за трети етап на натоварване.

При трети етап на натоварване и нулиране на остатъчните деформации експерименталните резултати почти съвпадат с теоретичните, както при серия (I). Експеримента е най-близо до CEB FIB 1990[78] , а най отдалечен от ISIS 2001 [103].

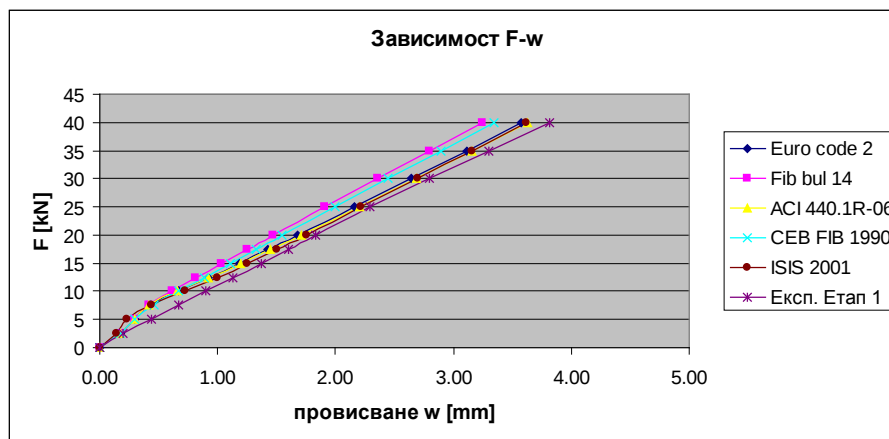
5.1.2.2 Усилена серия (III) 4С

Експериментални резултати:



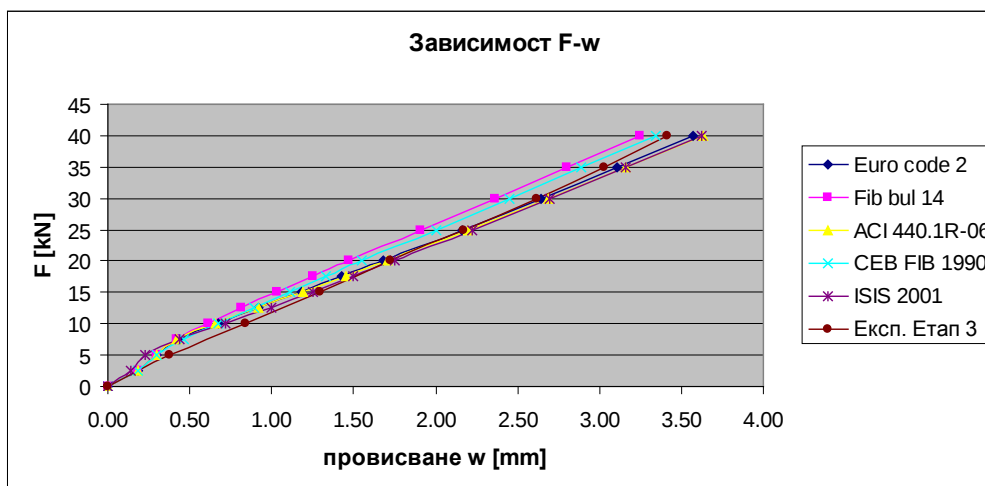
Фиг.5.1.35. Провисвания в $L/2$ – средно за усилени греди от (III)4С - етапи на натоварване №№1, 2 и 3.

Сравнение на експерименталните резултати и теоретичните модели за провисване.



Фиг.5.1.36. Провисвания в $L/2$ за усилена серия (III) 4С – теоретични стойности и експеримент за първи етап на натоварване.

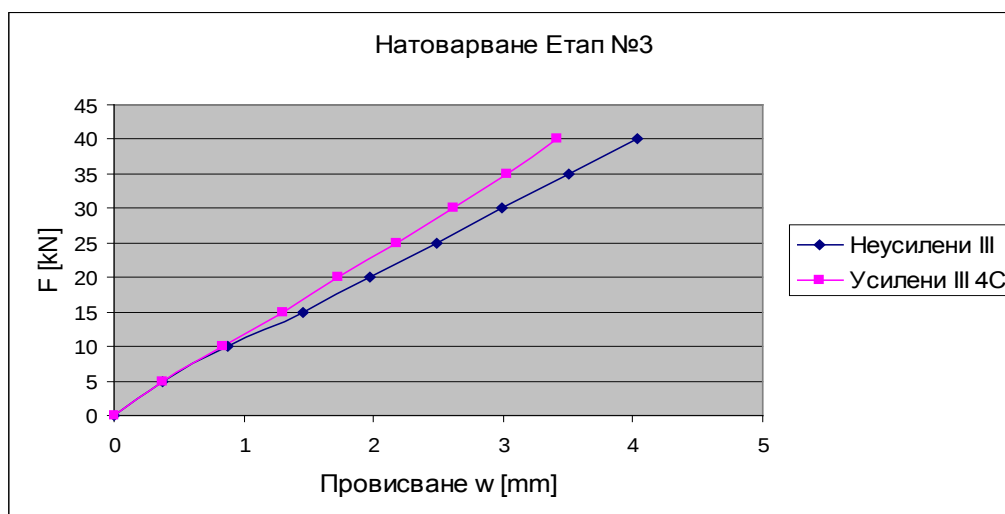
При първите етапи на натоварване експерименталните стойности са отново по – големи от теоретичните, но са много близки до тях в рамките на разликите между разгледаните методи.



Фиг.5.1.37. Провисвания в $L/2$ за усилена серия (III)4С – теоретични и експериментални стойности за трети етап на натоварване.

При трети етап на натоварване и нулиране на остатъчните деформации експерименталните резултати съвпадат с теоретичните. В случая експеримента застава между Euro code 2 [14] и CEB fib 1990 [78].

5.1.2.3 Сравнение между неусилени и усилени образци от серия (III)



Фиг.5.1.38. Провисвания в $L/2$ от натоварване етап №3, сравнение между неусилени и усилени образци от серия (III).

При образците от серия III при директното сравнение имаме ефект от 18% по-малки провисвания.

5.1.3 Изводи и анализ на резултатите:

1. При неусилените образци експерименталните провисвания при първи етапи на натоварване са по-големи от теоретично изчислените. Разгледаните теоретични модели не оценяват остатъчните деформации. Експерименталните резултати съвпадат с теоретичните при третите етапи на натоварване и пренебрегване /нулиране/ на остатъчните деформации.

Остатъчните деформации, както и ефектите от дълготрайно натоварване се вземат в предвид в практиката чрез проектиране на елементите с т.н. строително надвишение.

2. При усилените образци при първите етапи на натоварване експерименталните провисвания са по-големи от тези на разгледаните изчислителни модели и при двете серии.

При гредите от серия(I) експерименталните резултати са най-близко до ACI 440.1R06[61] като са по-големи с 18,9% от теоретично определените от [61].

При по-силно армираните греди от серия (III) експерименталните резултати са най-близко [61], като са по-големи с 7%, тенденцията е доближаване до теоретичните модели. Разликата между [97] и [61] в случая е 10.5% .

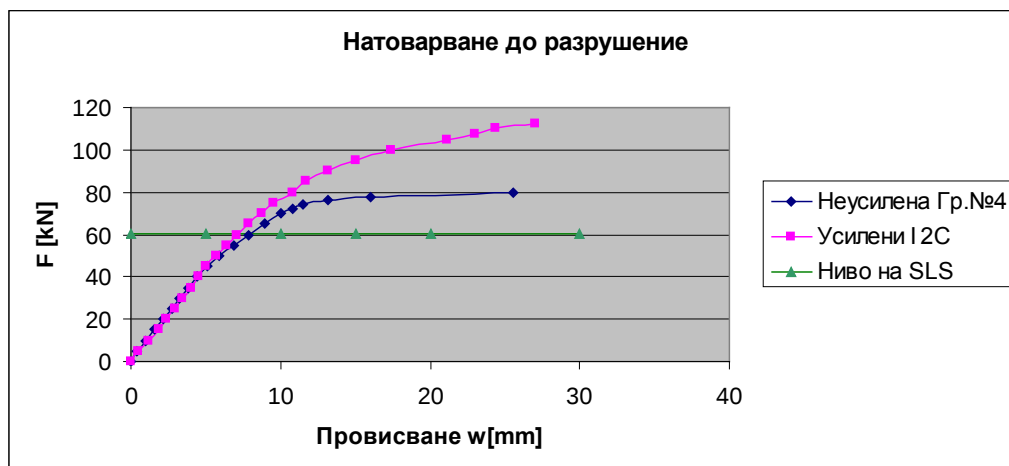
3. При вторите етапи на натоварване имаме различия между двете серии:

- При по-слабо усилената серия I провисванията получени по изчислителен път отново са по-малки в сравнение с експерименталните. Експерименталните резултати са най-близко до [61], като са по-високи с 8.7%
- При по-силно армираната серия III обаче, експерименталните резултати попадат между изчислителните модели. Експерименталните резултати са по-ниски с 4.6% от Euro Code 2 [14] и с 2% по-високи от CEB fib 1990 [78].

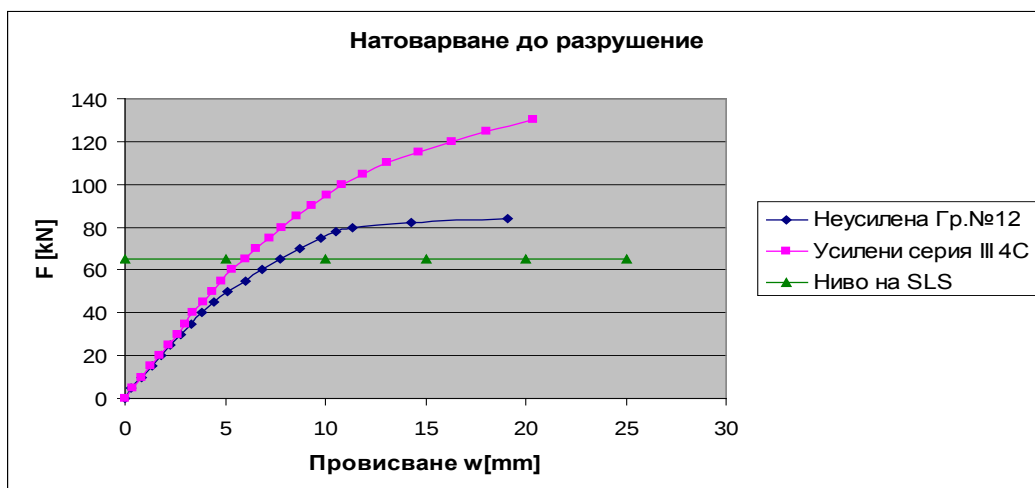
4. При директно сравнение на провисванията между неусилени и усиленни елементи:

- при по слабо усилената серия I имаме по - малки провисвания с 5% в сравнение с не усилените елементи.
- при серия III при усилените елементи имаме 18% по малки провисвания в сравнение с не усилените.

5. Ако се възприеме, че максималното експлоатационно натоварване е това, което предизвиква напрежения в стоманената армировка $\sigma_s = 0.8 f_y$ или за стомана B500 това са напрежения от 400MPa, то при серия (I) това съответства на натоварване от $F=60.5kN$, а при серия (III) на $F=67.5kN$.



Фиг.5.1.39. Провисвания в L/2 от натоварване етап №3/до разрушаване/, сравнение между не усилен и усилен образци от серия (I).



Фиг.5.1.40. Провисвания в $L/2$ от натоварване етап №3/до разрушаване/, сравнение между не усилен и усилен образци от серия (III).

В този случай, провисването при усилените образци от серия I е 7.08mm, а при неусиления образец е 7.88mm или ограничаването на провисването е 11.2 %.

При серия III, при усилените образци, провисването при максимално експлоатационно натоварване е 5.98mm, а при неусиления елемент е 7.74mm, което е ограничаване на провисването с 29.4%.

Този ефект е комплексен, тъй - като наличието на усиливащата система освен провисванията ограничава и напреженията в стоманената армировка.

6. От последните две графики може още да се заключи :

При неусилените елементи след провлачването на армировката провисванията нарастват прогресивно и елемента се разрушава.

При усилените елементи ефективното ограничаване на провисванията е при високите нива на натоварване, като продължава и след провлачване на стоманената армировка до загубата на усиливащата система.

Този ефект за съжаление не може да се ползва при нормална експлоатация поради нормативни ограничения.

5.2 Пукнатини.

5.2.1 Експериментални резултати, теоретични изследвания и сравнения за серия (I)

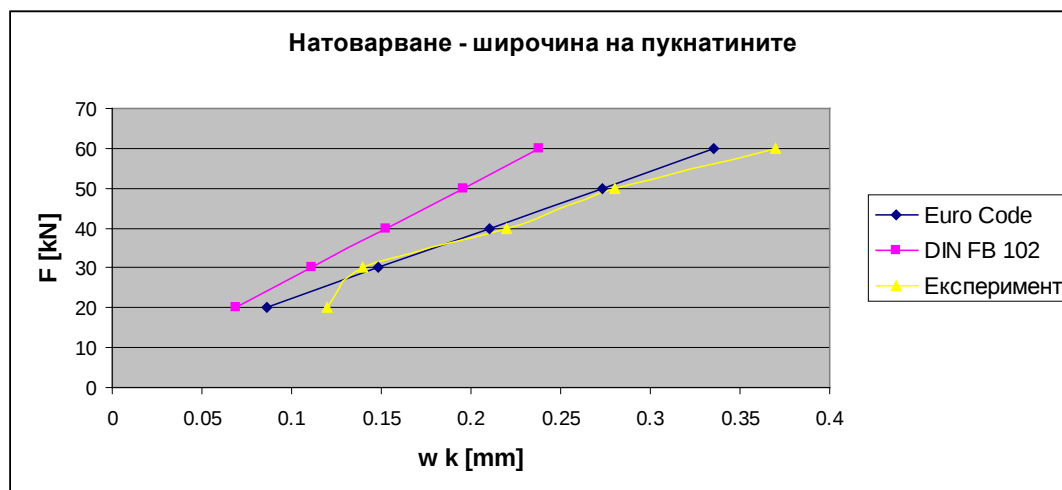
5.2.1.1 Теоретични изследвания на неусилени образци от серия (I) и сравнение с експерименталните резултати.

При теоретичното изследване на пукнатините – разстояния между пукнатините, и широчината на пукнатината се разглеждат два европейски стандарта – EuroCode2 [14] и DIN Fachbericht 102 [91]

Изчислени са разстоянията и широчината на пукнатините за натоварване от 40kN и резултатите са следните:

- EuroCode2 [14] $s_{r,max} = 16.28cm$ (5.2.4); $w_k = 0.21mm$ (5.2.9)

- DIN Fachbericht 102 [91] $s_{r,max} = 11.05cm$ (5.2.10) ; $w_k = 0.153mm$ (5.2.12)



Фигура 5.2.1 Зависимост натоварване - широчина на пукнатината

Съгласно представените резултати експерименталната ширина на пукнатините са много по-близки до изчисленияте съгласно Euro code 2 [14]

5.2.1.2. Експериментални резултати и сравнение с теоретичните стойности за усилені образци от серия (I-2C).

Определянето на ширината на пукнатините при усилените образци се извършва съгласно **Fib Bulletin 14[97]**. Необходимо е също така да се уточни, както за изчисленията на пукнатините, така и в по-следващи изчисления и сравнения е че нямаме действащ товар по време на усиляването. В този смисъл всички компоненти, като огъващи моменти, деформации и др. свързани с напрегнатото състояние на елемента преди усиляване се приемат равни на нула.

Определяне ширината на пукнатината за натоварване от 40kN.

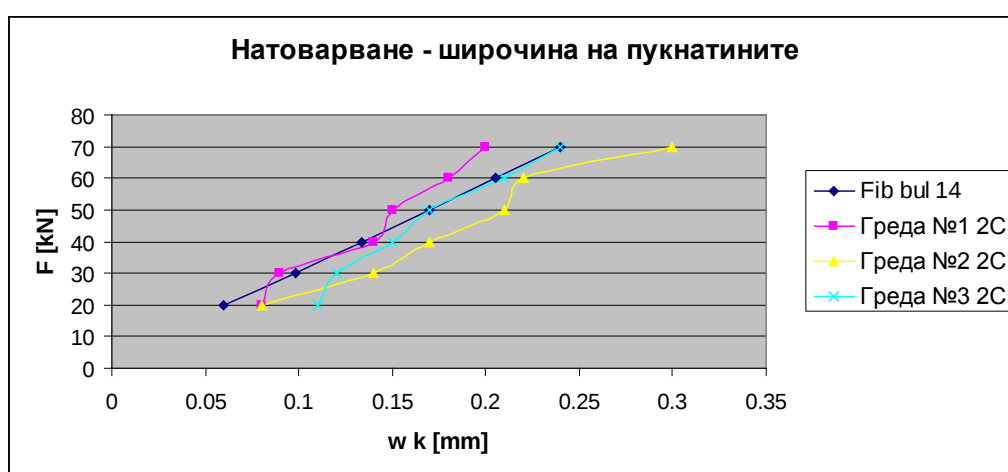
Резултатите са следните:

$$s_{rm} = 61.7mm \text{ (5.2.16) } ; w_k = 0.136mm \text{ (5.2.19)}$$

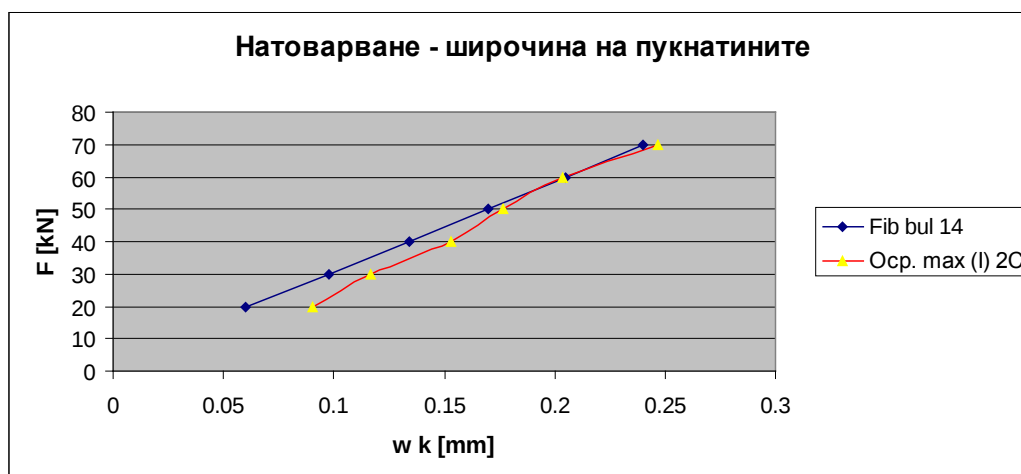
Таблица 5.2.2 Зависимост натоварване - широчина на пукнатината при усилені образци от серия (I)

	Широчина на пукнатините w_k [mm]				
F [kN]	Fib bul14	Греда №1 2C	Греда №2 2C	Греда №3 2C	Оср. Max I 2C
20	0.06	0.08	0.08	0.11	0.09
30	0.098	0.09	0.14	0.12	0.12
40	0.134	0.14	0.17	0.15	0.15
50	0.17	0.15	0.21	0.17	0.18
60	0.205	0.18	0.22	0.21	0.20
70	0.24	0.2	0.3	0.24	0.25

В горната таблица са представени експерименталните максимални и теоретичните стойности на ширината на пукнатината за всяка греда от съответното натоварване.



Фигура 5.2.2 Зависимост натоварване - широчина на пукнатината- експериментални и теоретични стойности



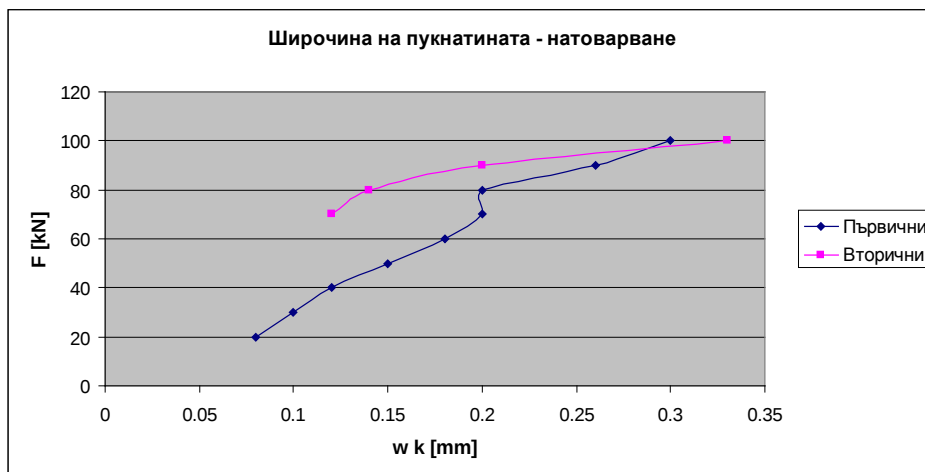
Фигура 5.2.3 Зависимост натоварване - широчина на пукнатината- експериментални и теоретични стойности

За сравнение в случая по-коректно, е да се приеме осреднената стойност от максимумите, което е по-точно свързано с изследваната величина и естеството на експлоатационното гранично състояние.

Според експеримента нови пукнатини и клончета на съществуващите /тези образувани преди усиляването/ се образуват почти до разрушаването на елемента, нещо повече, много от новообразуваните пукнатини се появяват след провлачването на армировката.

Отдалечаването на експерименталните резултати от теоретичните в ниските нива на натоварване е защото въпросното пукнатинообразуване не е започнало.

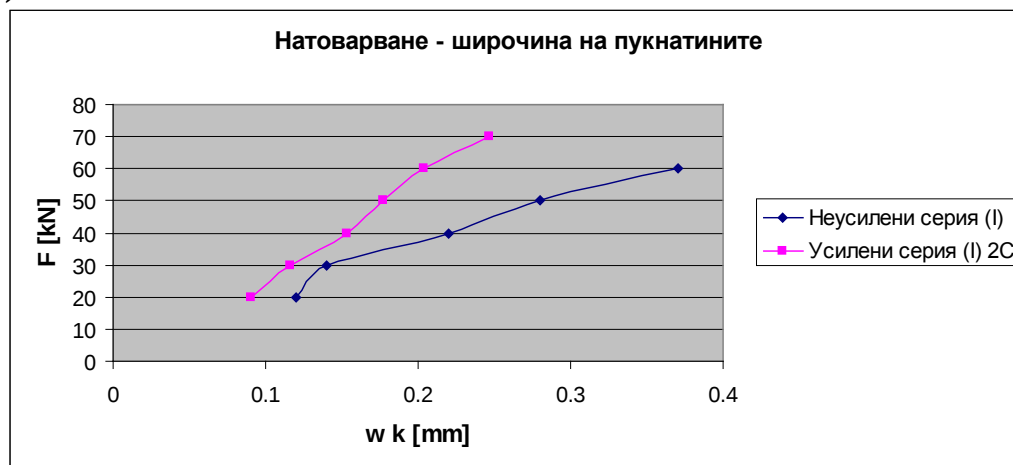
Съгласно експеримента нови пукнатини стават видими при натоварване над 50 kN.



Фигура 5.2.4. Зависимост широчина на пукнатината – натоварване – Грета 1 (I) 2С

На фиг. 5.2.4 са показани максималните пукнатини за съответното натоварване при първични пукнатини / тези образувани преди усиляването на елемента / и вторични /нови пукнатини , тези образувани след усиляването/. При образуване на нови пукнатини имаме задържане в разтварянето на основните. Това се наблюдава при всички образци от серията.

5.2.1.3 Сравнение на широчината на пукнатините между неусилени и усилене образци от серия (I).



Фигура 5.2.5. Зависимост широчина на пукнатината – натоварване – при неусилени и усилене образци от серия (I)

Неусилените образци достигат до експлоатационно гранично състояние при надхвърляне на допустимата широчина на пукнатината от 0.2mm при натоварване от 40kN

при което напреженията в опънната армировка са $\sigma_s = 316.17 < 0.8 f_y = 400 \text{ MPa}$, или в случая се оказва меродавна широчината на пукнатината.

При усилените образци за ограничение на натоварването при експлоатационно гранично състояние в случая се приема натоварването от 60.5 kN, при което напреженията в опънната армировка достигат $\sigma_s = 0.8 f_y = 400 \text{ MPa}$. При натоварване от 60 kN имаме пукнатина с широчина от 0.2 mm, което е допустимо.

Съгласно гореизложеното имаме повишаване на експлоатационно натоварване с 50% /определено по критерии на пукнатините/.

5.2.2 Експериментални резултати и сравнения за серия (III)

5.2.2.1 Експерименталните резултати и теоретични изследвания на неусилени образци от серия (III).

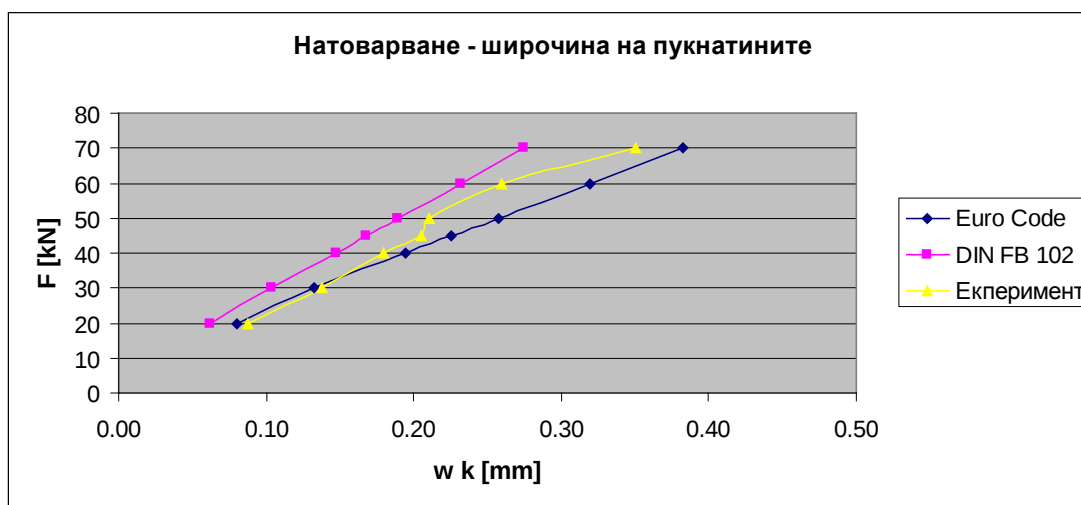
Определяне на ширината на пукнатините. Определянето ширината на максималните пукнатини е направено за максималното натоварване на елемента – 45 kN.

Определяне на разстоянията между пукнатините и широчината им спрямо Euro code 2 [14] и DIN Fachbericht 102 [91]

Резултатите на следните:

- Euro code 2 [14] $s_{r,\max} = 16.34 \text{ cm}$ (5.2.22) ; $w_k = 0.225 \text{ mm}$ (5.2.27)

- DIN Fachbericht 102 [91]: $s_{r,\max} = 11.14 \text{ cm}$ (5.2.28) ; $w_k = 0.17 \text{ mm}$ (5.2.30)



Фигура 5.2.6. Зависимост натоварване - широчина на пукнатината неусилени образци серия III

5.2.2.2 Експериментални резултати и теоретични изследвания на усилен образци от серия (III)4С.

Определянето на ширината на пукнатините при усилените образци се извършва съгласно [97]

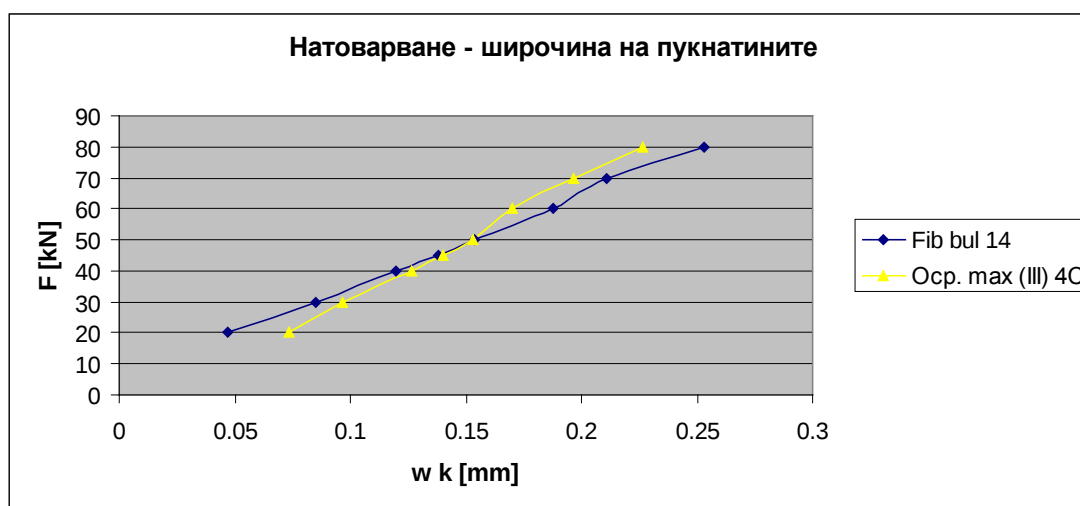
Определяне ширината на пукнатината за натоварване от 45 kN.

Изчислени са : $s_{rm} = 60.52 \text{ mm}$ (5.2.34) ; $w_k = 0.133 \text{ mm}$ (5.2.37)

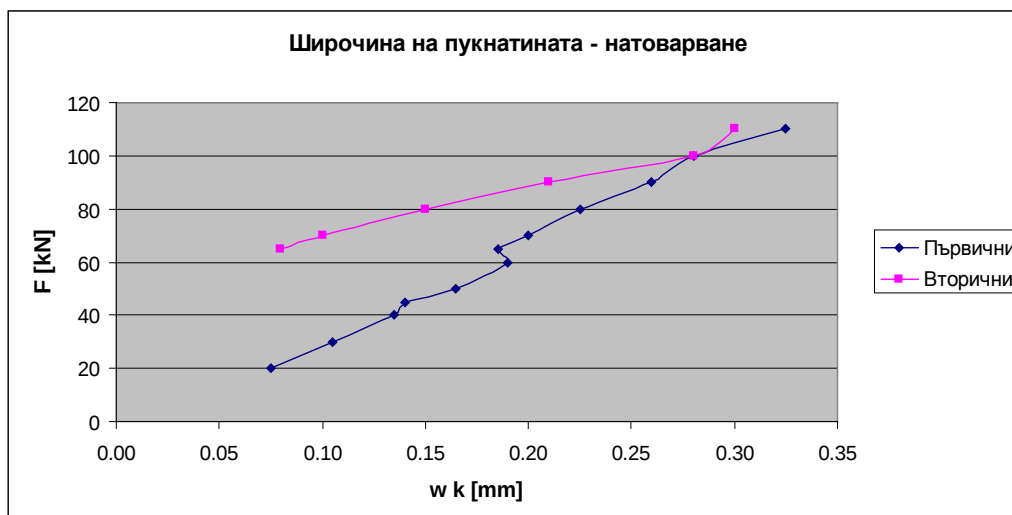
Таблица 5.2.5. Зависимост натоварване - ширина на пукнатината при усиленни образци от серия (III)

F [kN]	Ширина на пукнатините w_k [mm]				
	Fib bul14	Греда №9 4C	Греда №10 4C	Греда №11 4C	Оср. Мах III 4C
20	0.047	0.08	0.08	0.06	0.07
30	0.085	0.09	0.11	0.09	0.10
40	0.12	0.12	0.14	0.12	0.13
45	0.138		0.14	0.14	0.14
50	0.154	0.15	0.17	0.14	0.15
60	0.188	0.16	0.19	0.16	0.17
70	0.211	0.2	0.2	0.19	0.20
80	0.253	0.23	0.23	0.22	0.23

В таблицата са представени експерименталните максимални стойности за широчината на пукнатините по греди и теоретичните стойности за съответното натоварване.



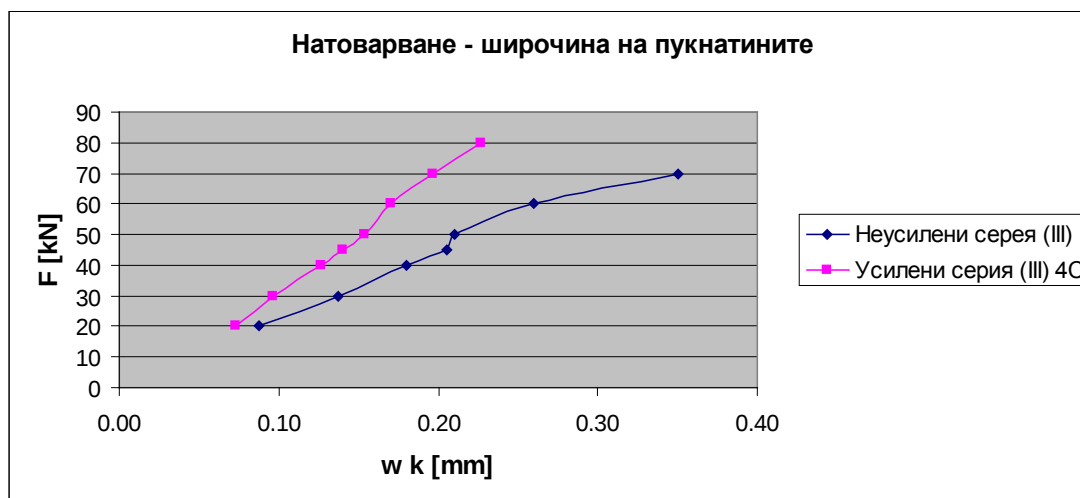
Фигура 5.2.7. Зависимост натоварване - ширина на пукнатината при усиленни образци от серия (III) експериментални и теоретични стойности.



Фигура 5.2.8. Зависимост широчина на пукнатината – натоварване – Греда 10(III)4С

На фиг. 5.2.8 са показани максималните пукнатини за съответното натоварване първични и вторични пукнатини. При образуване на нови пукнатини имаме задържане в разтварянето на основните, както при серия (I), това се наблюдава при всички образци .

5.2.2.3 Сравнение на широчината на пукнатините между неусилени и усилене образци от серия (III) – експериментални резултати.



Фигура 5.2.9. Зависимост широчина на пукнатината – натоварване – сравнение между неусилени и усилене образци от серия (III)

При неусилените образци експлоатационно гранично състояние се достига при натоварване от 45 kN с достигане на широчина на пукнатината от 0.2mm при напрежение на армировката от 353.65MPa.

След усиление експлоатационно гранично състояние се приема натоварването от 65.5 kN при което напреженията в опънатата армировка достигат $\sigma_s = 0.8 f_y = 400MPa$ в този случай достига до експлоатационно гранично при достигане на максимално допустимите напрежения в армировката. Натоварването при което се достига широчина на пукнатината от 0.2mm е 70 kN. При серия III имаме повишаване на експлоатационното гранично състояние с 44%, в случая то е ограничено от напреженията в армировката.

5.2.3 Изводи и заключения:

- 1. При експеримента за неусилените елементи разстоянието между пукнатините се доближава до теоретично определените от DIN [91], но широчината на пукнатините е по-близо да изчислената съгласно Euro Code 2 [14].**
- 2. От представените таблици и графики за усилените образци, става ясно че, при натоварвания равни или близки до експлоатационното гранично състояние експерименталните резултати са много близки до теоретично определените съгласно Fib bul14 [97]. При по ниски нива на натоварване експерименталните резултати са по-високи от теоретично определените стойности.
Причината за това е че, при разглежданите нива на натоварване все още ново пукнатинообразуване няма и реално разстоянията между пукнатините са както при неусилен елемент.**
- 3. При образуване на нови пукнатини в усилените елементи имаме задържане на разтварянето на основните. Новите пукнатини се образуват в най-натоварените зони, и новата пукнатина се образува между тези две с най-голяма широчина. При образуването на новата пукнатина, широчината се разпределя между трите и първите две престават да бъдат меродавни. Подобен ефект се наблюдава на фиг 5.2.4 и 5.2.8, както и при всички усиленни образци.**
- 4. При прилагането на усиливаща система може да се достигне до значително повишаване на експлоатационното натоварване, когато то е ограничено от широчината на пукнатините. Съгласно експеримента това повишаване е с около 50%.**

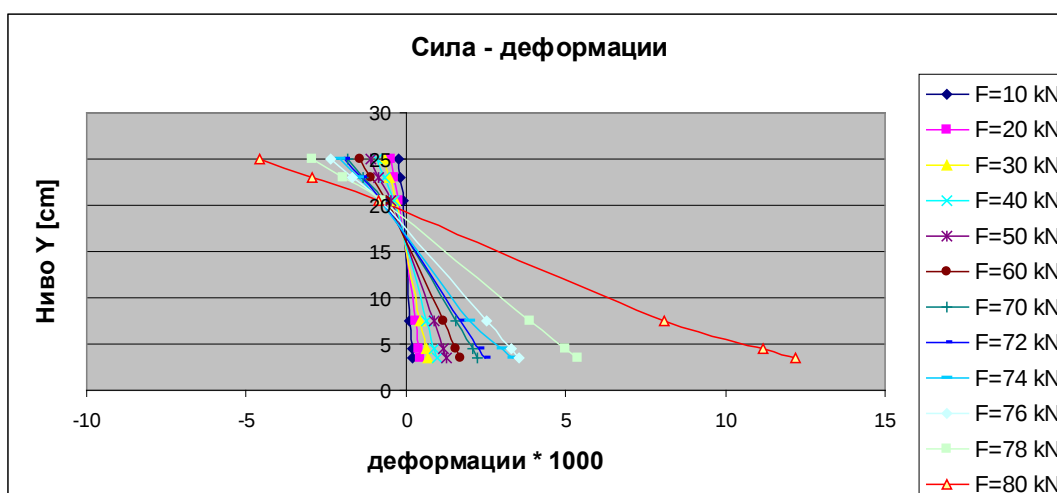
5.3 Крайно гранично състояние – експериментални резултати и теоретично изследване.

Експеримента проследява поведението на опитните образци до разрушаване.

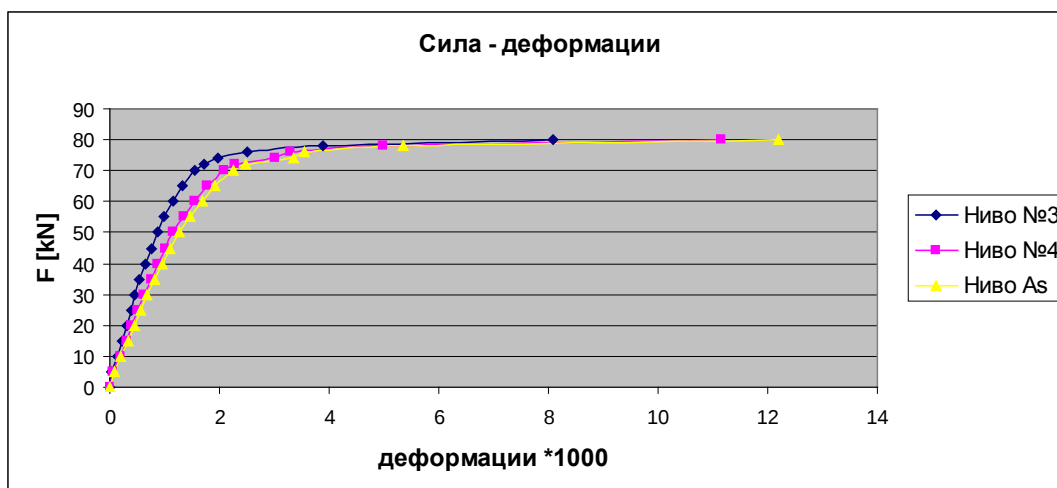
5.3.1 Серия (I)

5.3.1.1 Неусилена Греда №4 Серия (I)

Неусилената греда се разрушава според очакван механизъм заложен при проектирането на опитните образци. Наблюдава се провлачване на армировката и разтваряна на значителни пукнатини от порядъка на 5-6мм, успоредно с това височината на натисковата зона намалява. Разрушаването на елемента е при натоварване от 82kN, като последни отчети са взети при 80 kN- 36. kNm



Фигура 5.3.1. Зависимост натоварване – деформации в L/2 по нива на елемента за съответното натоварване греда №4 серия(I).



Фигура 5.3.2. Зависимост натоварване – деформации в L/2 за опънните нива на греда №4 серия(I).

Според графика провлачването на армировката е при натоварването между 72 и 76kN

Разрушаващ товар : $M = 36 \text{ kNm}$ / $F = 80 \text{ kN}$ /

Изчислителна носимоспособност $M = 26.55 \text{ kNm}$ / $F = 59 \text{ kN}$ /

5.3.1.2 Усилени греди от Серия (I)

Всички усиленни образци от серия (I) се разрушават вследствие разлепяне на усилящата система при едно и също натоварване от 115 kN . Последните отчети са взети при натоварване от $112,5 \text{ kN} - 50,63 \text{ kNm}$, което ще се счита за предел на носимоспособността, но и на последно равновесно състояние.

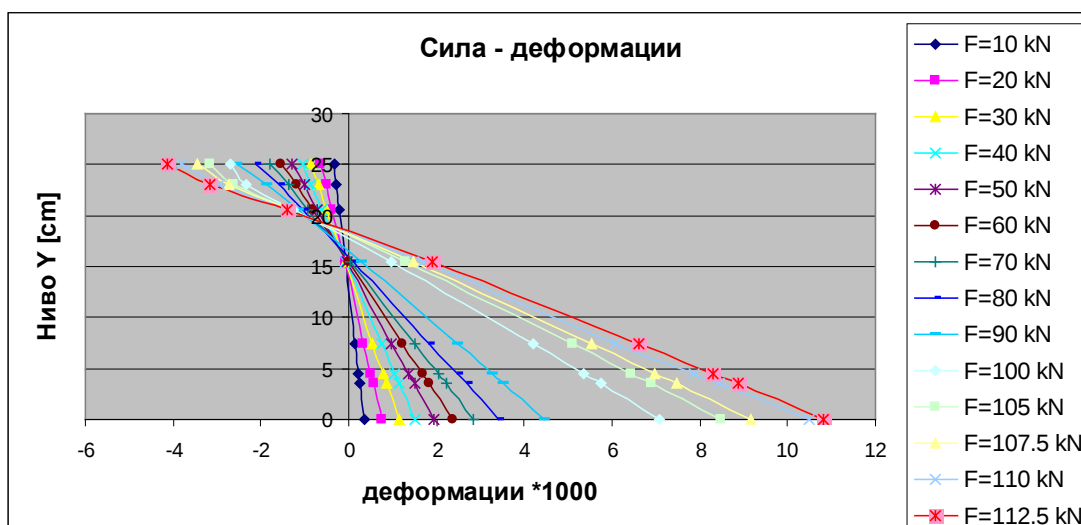
Разлепянето започва от наклонена вторична пукнатина разположена на разстояние от 1.3 до $1.5h$ външно на ножовете за натоварване.

Разрушението става по две повърхнини: навътре към товара разрушението настъпва в близост до стоманената армировка, навън към опората разрушаването става в близост до полимерната армировка.

Ъглите при наклонените пукнатини при които настъпва разлепянето са от 30 до 43° .

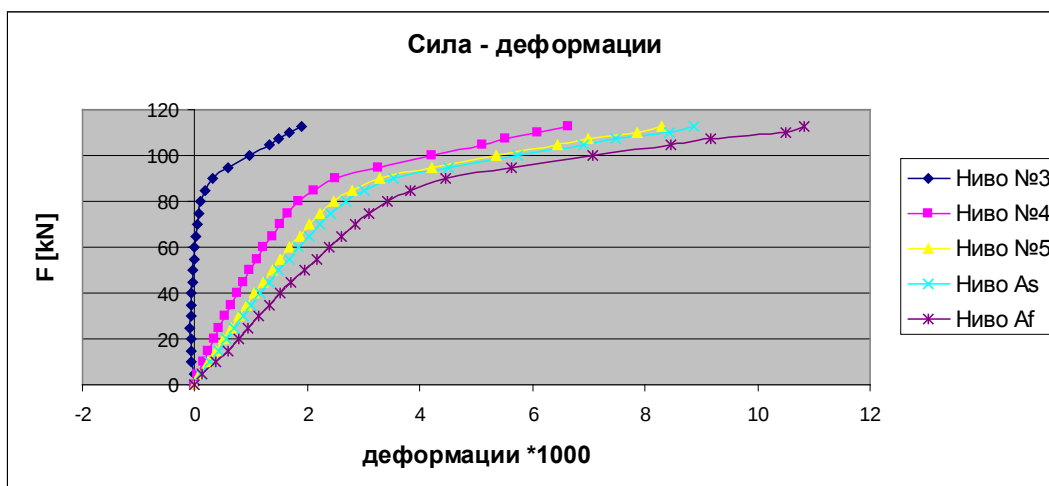
Характера на разлепяне е внезапен, съпроводен със силен трясък. Разрушаването настъпва около 10 min след реализирането на товара, по време на изчакването се чуват пукания и се наблюдават обединяване на първични и вторични пукнатини.

При усилените образци не се наблюдават надлъжни пукнатини в натисковата зона.

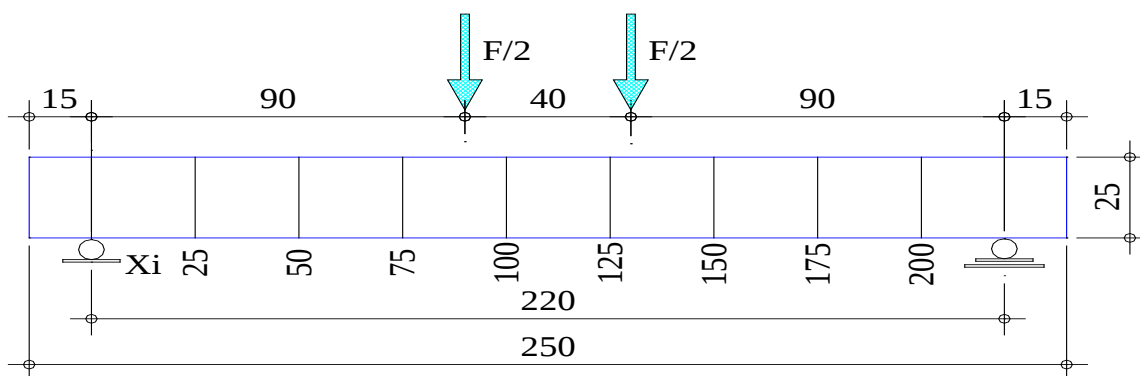


Фигура 5.3.9. Деформации в $L/2$ по нива на елемента за съответното натоварване греди №2 серия(I)2С.

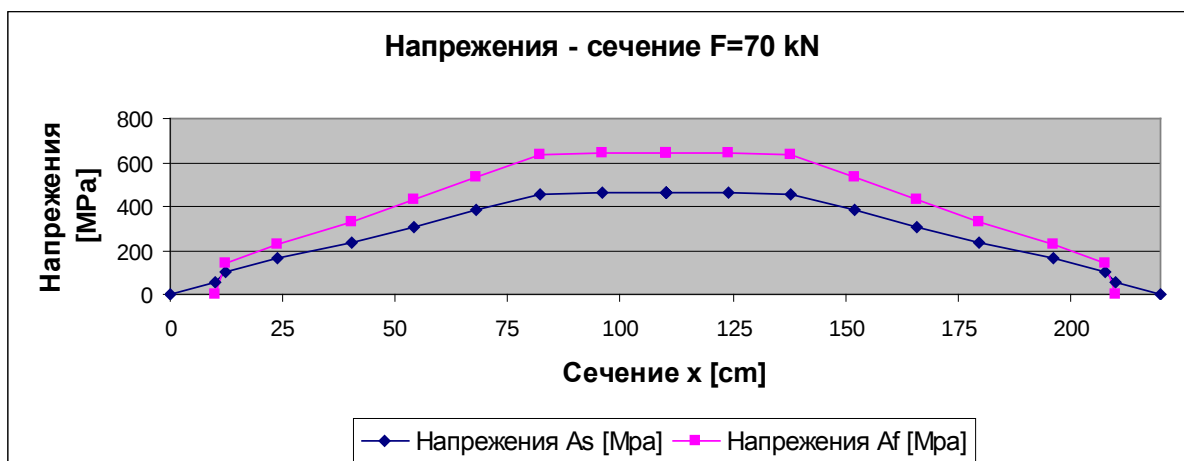
Графиката показва равнинност на сеченията до самото разрушаване.



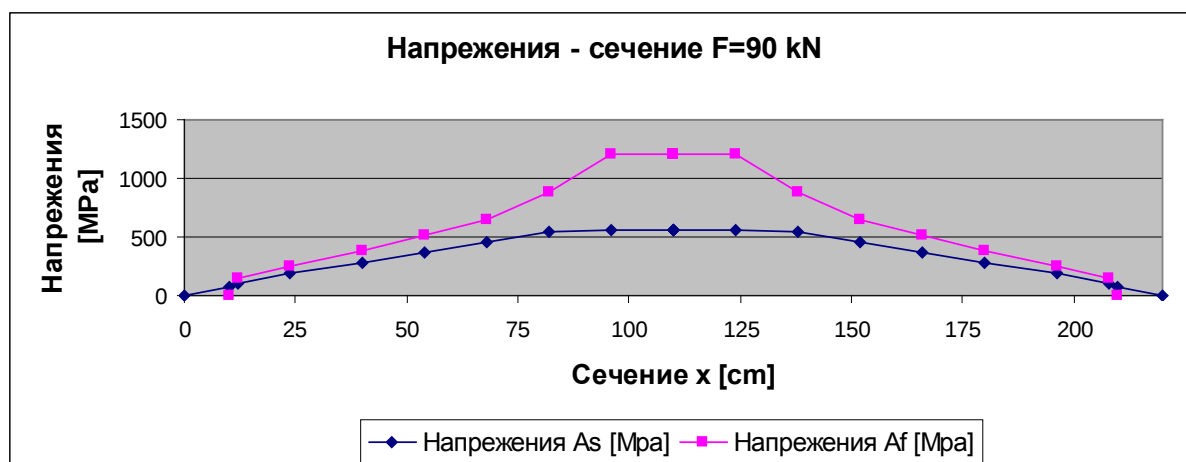
Фигура 5.3.9. Деформации в $L/2$ за съответното ниво на гредата №2 серия(I)2С.



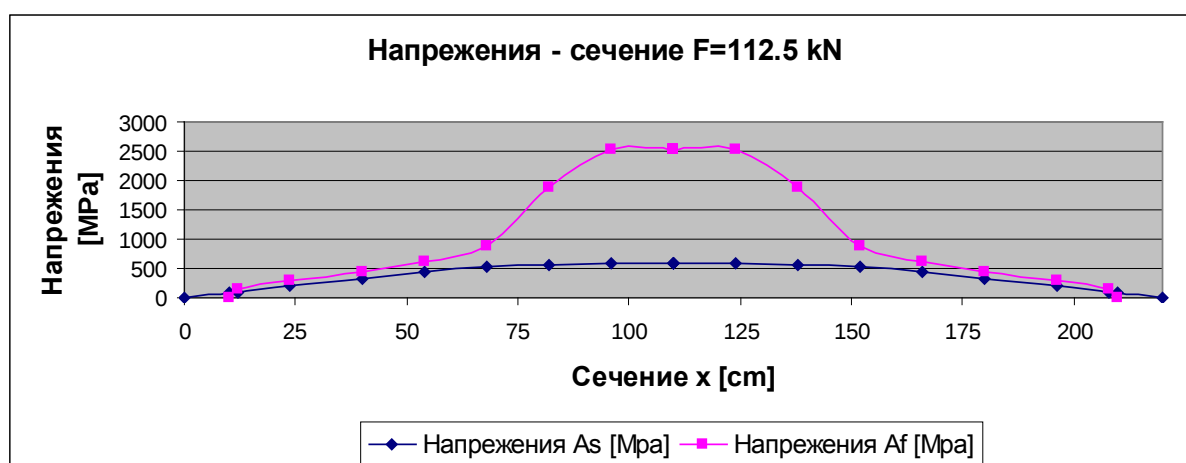
Фиг. 5.3.11. Статическа схема, начин на натоварване и сеченията X_i / пояснение към долните графики/



Фигура 5.3.12. Напрежения в опънатата армировка и усиляващата система за съответното сечение натоварване от 70 kN.



Фигура 5.3.14. Напрежения в опънатата армировка и усиляващата система за съответното сечение натоварване от 90 kN.



Фигура 5.3.16. Напрежения в опънатата армировка и усиляващата система за съответното сечение натоварване от 112,5 kN.

За да имам възможност за сравнение на теория и експеримент съм определил изчислителните стойности на напреженията преди разлепяне от експерименталните.

5.3.1.4 Определяне на изчислителните ефективни деформации респ. напрежения при разлепяне, съгласно разгледаните стандарти.

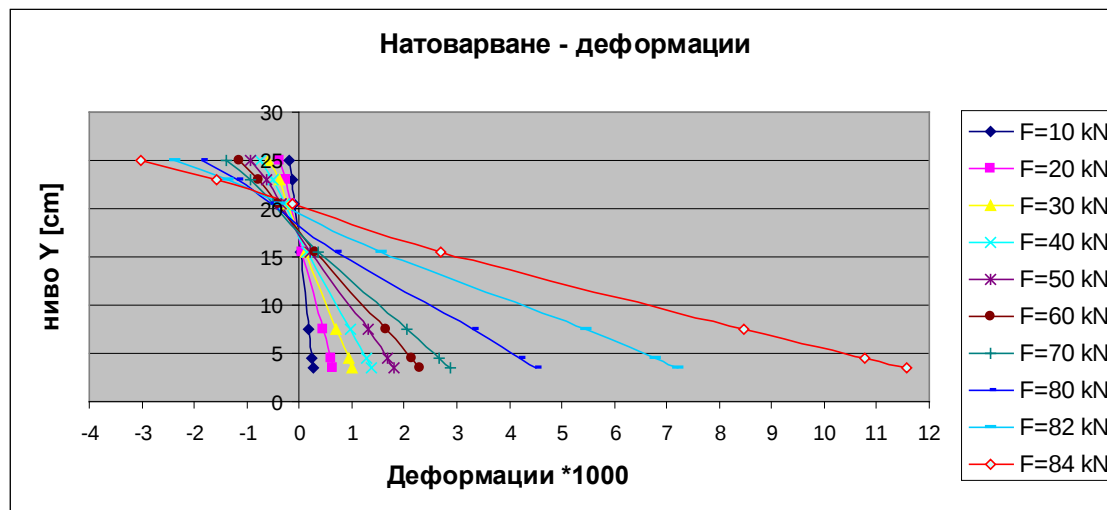
Стандарт	Fib Bulletin 14 - 1	CNR-DT 200/2004	fib M.C. 2010	B. Kalender 2014 - 1	TR55	ACI 440.2R-02	ACI 440.2R-08	fib Bulletin 14-2	Beton Kalender 2014
ε_{fdd} [‰]	6.5	4.78	2.9	-	6.0	6.01	6.01	3.71	4.42
f_{fdd2} [MPa]	1501	1103.2	670.2	-	1386	1388	1388	961	1018.3

Приетите означения в горната таблица са съгласно [82]

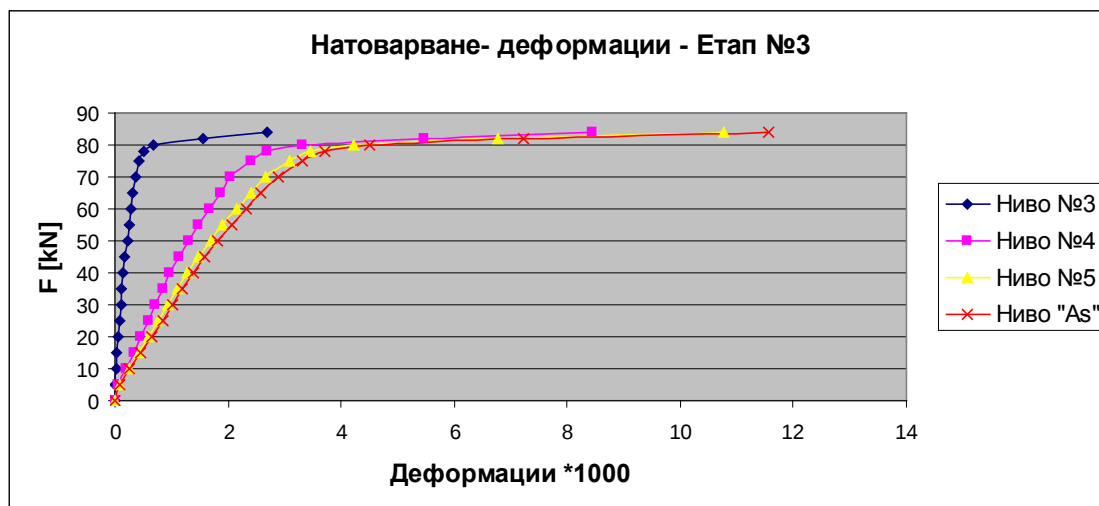
5.3.2 Серия (III)

5.3.2.1 Неусилена Греда №12 Серия (III)

Неусилената греда се разрушава според очакван механизъм заложен при проектирането на опитните образци. Наблюдава се провлачване на армировката и разтваряне на значителни пукнатини от порядъка на 5-6мм, успоредно с това височината на натисковата зона намалява. Загубата на съпротивление на елемента е при $M = 38,7 \text{ kNm}$, $/F = 86 \text{ kN/}$, като последни отчети са взети при $37.8 \text{ kNm} / 84 \text{ kN/}$. За разлика обаче от Греда №4 тук не се наблюдават надлъжни пукнатини в натисковата зона.



Фигура 5.3.25. Деформации в $L/2$ по нива на елемента за съответното натоварване греда №12 серия(III).



Фигура 5.3.26. Деформации в $L/2$ за опънните нива на греда №12 серия(III).

Според графиките провлачването на армировката е при натоварването между 75 и 80 kN

Разрушаващ товар : $M = 37.5 \text{ kNm} / F = 84 \text{ kN/}$

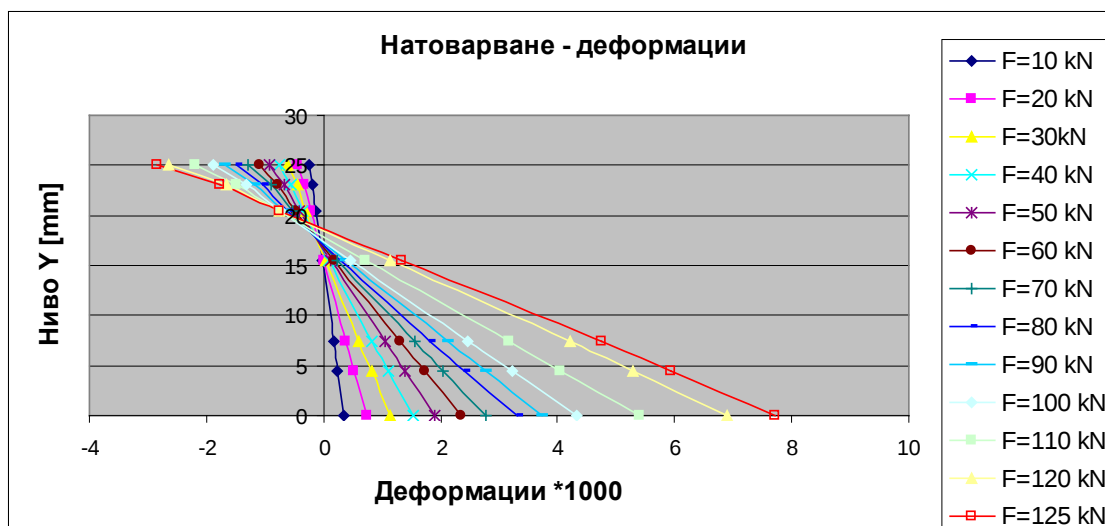
Максимална изчислителна носимоспособност : $M = 26.55 \text{ kNm} / F = 59 \text{ kN/}$.

5.3.2.2 Усилени елементи Серия (III) 4С

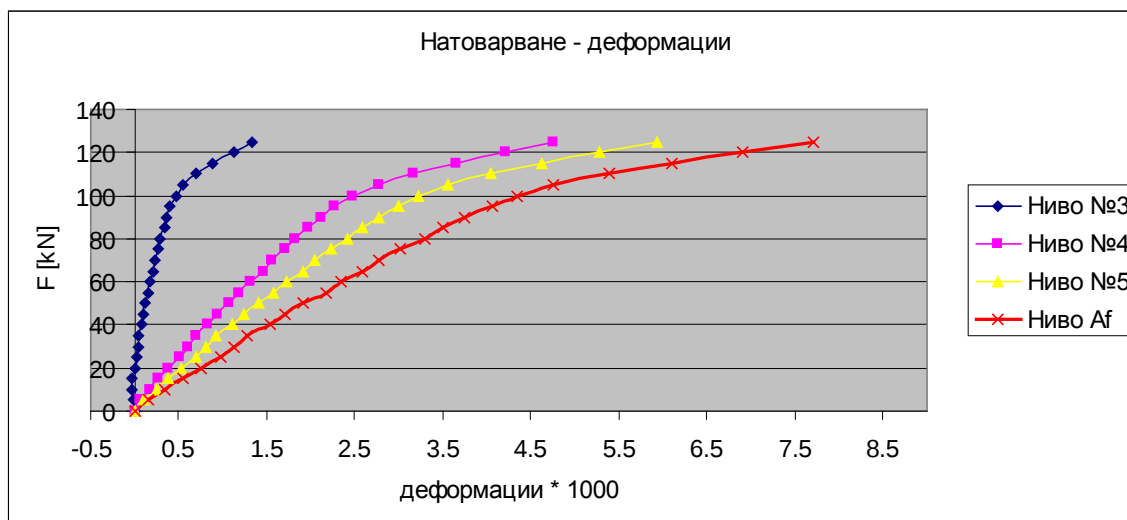
Всички усилені образци от серия (III) се разрушават вследствие разлепяне на усилящата система при едно и също натоварване от 130 kN . Последните отчети са взети при натоварване от 125 kN , което ще се счита за предел на носимоспособността.

Механизмът на разлепяне на усилящата система е идентичен с усилените образци от серия (I).

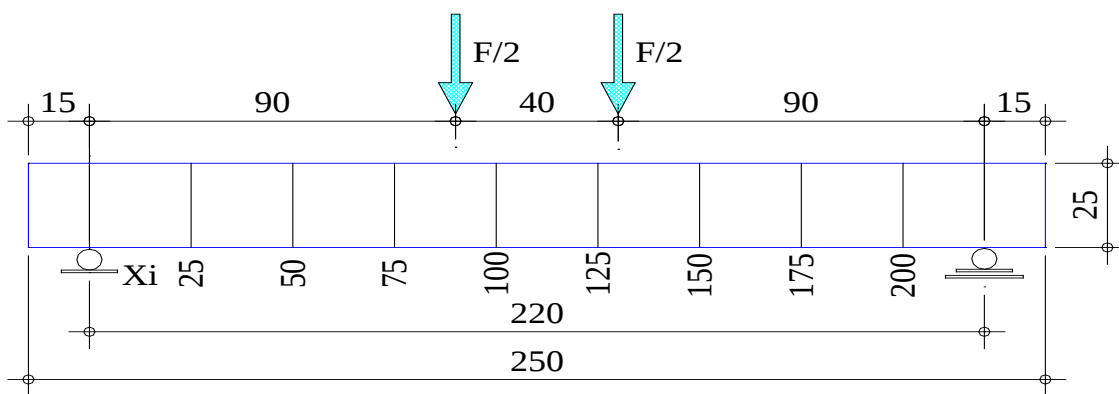
Надлъжни пукнатини в натисковата зона на разрушените образците не са открити.



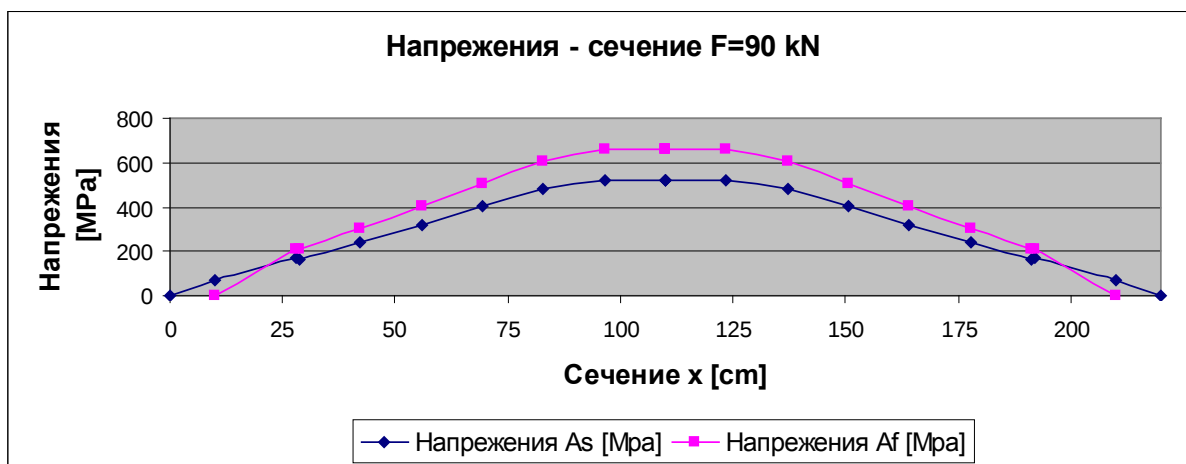
Фигура 5.3.31. Зависимост натоварване – деформации в $L/2$ по нива на елемента за съответното натоварване гредата №9 серия(III)4С.



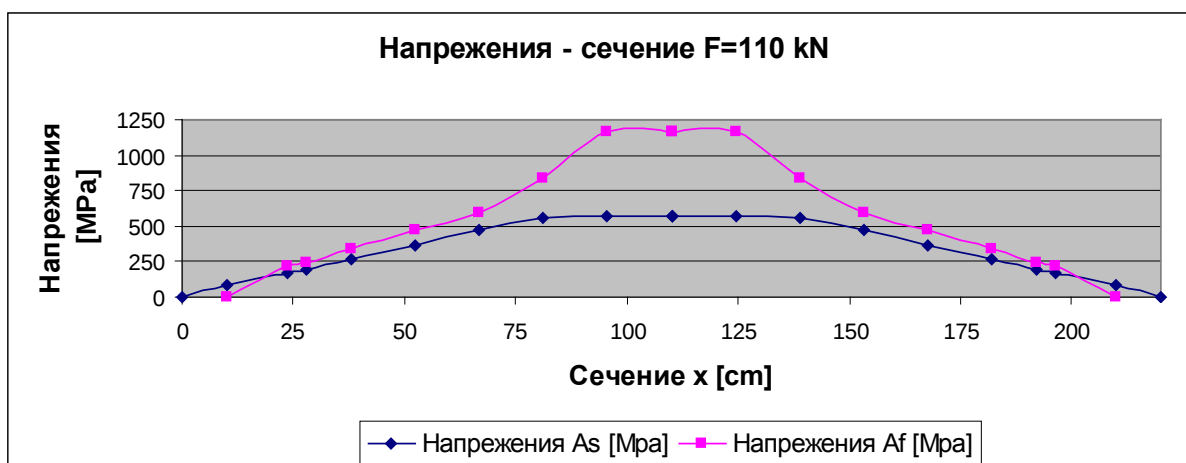
Фигура 5.3.32. Зависимост натоварване – деформации в $L/2$ за опънните нива на гредата №9 серия(III)4С.



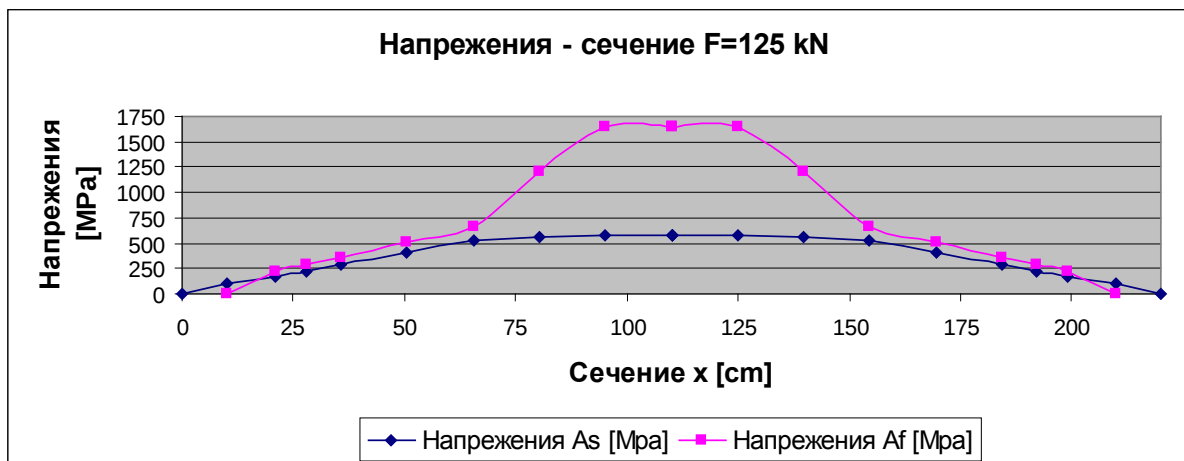
Фиг.5.3.33 Статическа схема, начин на натоварване и сеченията X_i / пояснение към долните графики/



Фигура 5.3.36. Напрежения в опънатата армировка и усиляващата система за съответното сечение натоварване от 90 kN.



Фигура 5.3.38. Напрежения в опънатата армировка и усиляващата система за съответното сечение натоварване от 110 kN.



Фигура 5.3.40. Напрежения в опънатата армировка и усиляващата система за съответното сечение натоварване от 125 kN.

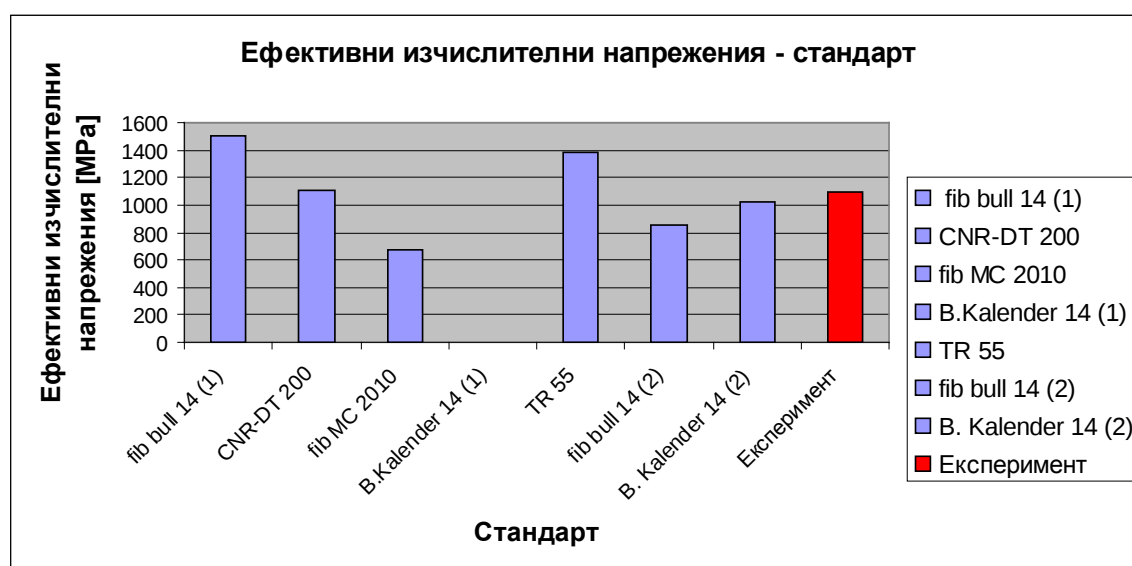
Видно е, че напреженията в усиляващата система продължават да нарастват и след провлачването на стоманената армировка.

5.3.2.4 Определяне на изчислителни ефективни деформации респ. напрежения при разпелване, съгласно разгледаните стандарти.

Стандарт	Fib Bulletin 14 - 1	CNR-DT 200/2004	fib M.C. 2010	B. Kalender 2014 - 1	TR55	ACI 440.2R-02	ACI 440.2R-08	fib Bulletin 14-2	Beton Kalender 2014
ε_{fdd} [%]	6.5	3.62	2.06	2.35	6.0	6.23	4.22	2.42	3.9
f_{fdd2} [MPa]	1501	836.4	475.3	543	1386	1439	975	641	901

Приетите означения в горната таблица са съгласно [82]

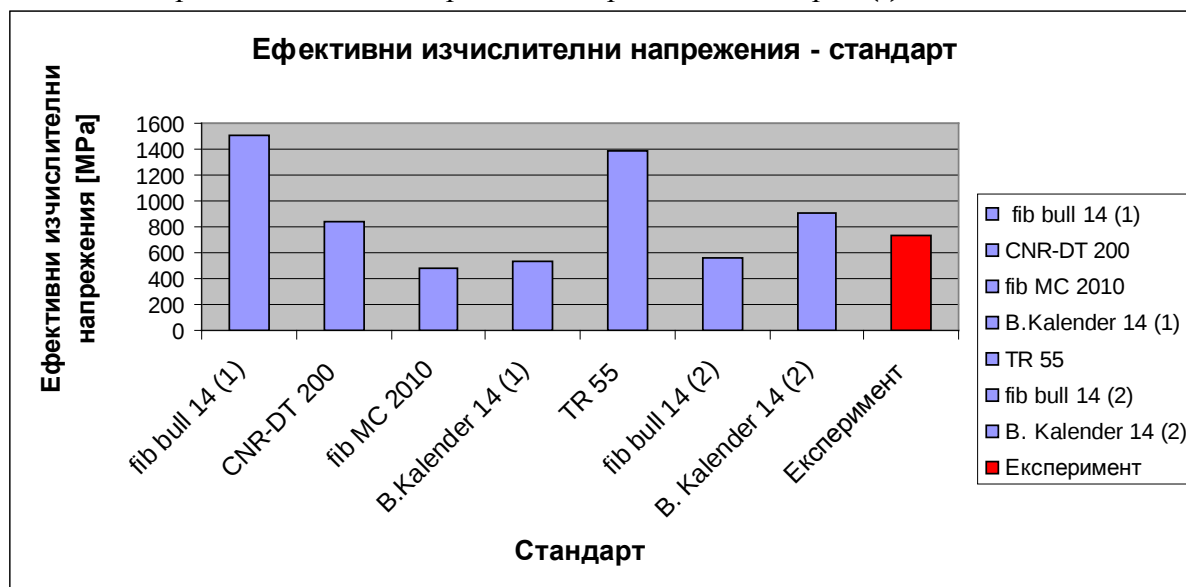
5.3.3 Обобщаване и анализ на резултатите, изводи и заключения:



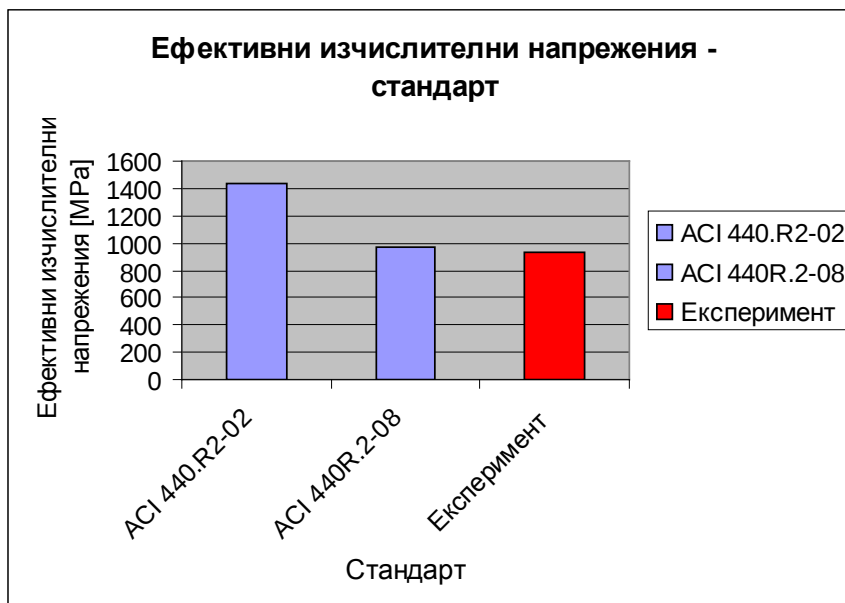
Фигура 5.3.43. Ефективни изчислителни напрежения в усиливащата система съгласно европейските стандарти и експеримента от серия (I).



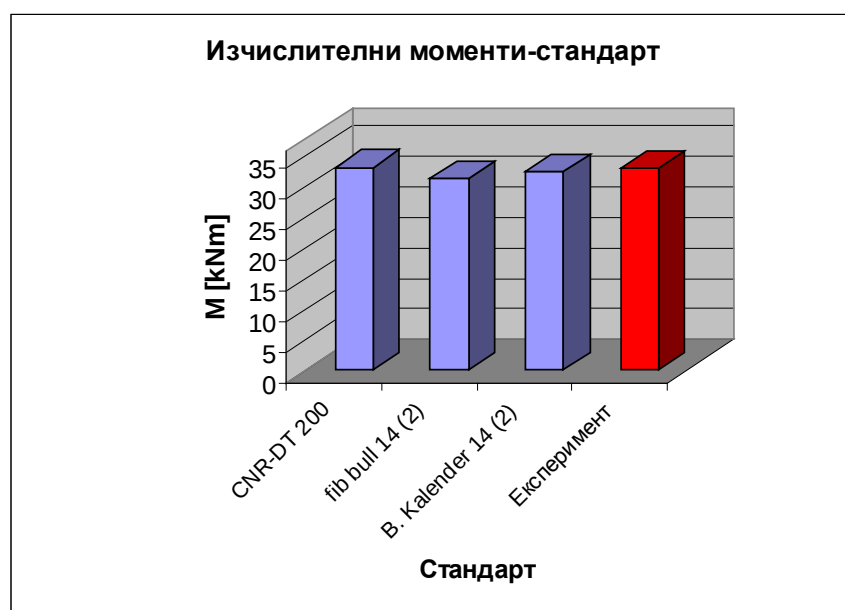
Фигура 5.3.44. Ефективни изчислителни напрежения в усиливащата система съгласно американските стандарти и експеримента от серия (I).



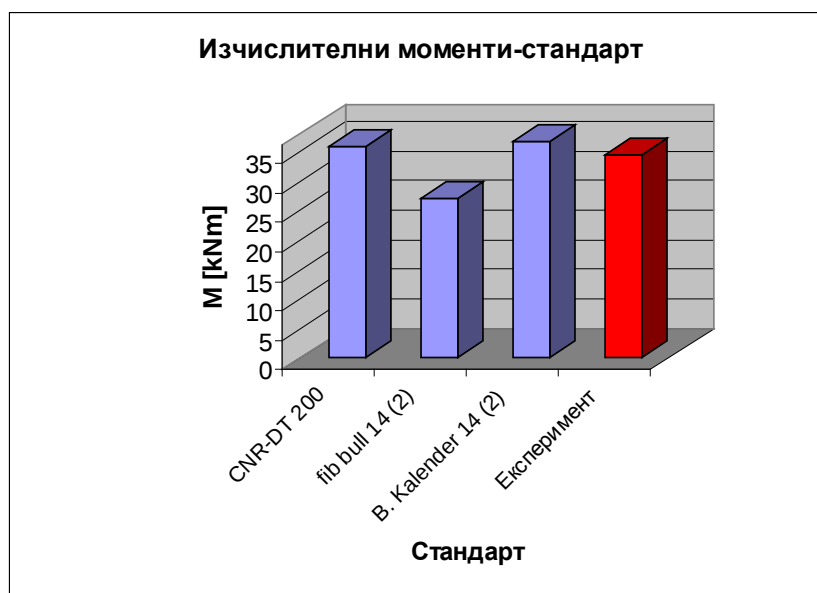
Фигура 5.3.45. Ефективни изчислителни напрежения в усиливащата система съгласно европейските стандарти и експеримента от серия (III).



Фигура 5.3.46. Ефективни изчислителни напрежения в усилящата система съгласно американските стандарти и експеримента от серия (III).



Фигура 5.3.47. Изчислителни моменти за серия (I).



Фигура 5.3.48. Изчислителни моменти за серия (III).

Коефициенти на разрушение k_{rup} [26], [39]

Спрямо изчислителните моменти получени съгласно [82] и [147]

$k_{rup} > 1.53$ и при двете усиления серии

Обобщени коефициенти на сигурност k_s [26], [39]

Спрямо изчислителните моменти получени съгласно [82] и [147]

$k_s > 2.07$ и при двете усиления серии

Изводи и заключения :

1. Разлепянето започва от наклонена вторична пукнатина разположена на разстояние от 1.3 до 1.5 от височината на елемента външно на ножовете за натоварване.

Разрушението става по две повърхнини: навътре към товара разрушението настъпва в близост до стоманената армировка, навън към опората разрушаването става в близост до полимерната армировка. Ъглите при наклонените пукнатини при които настъпва разлепянето са от 30 до 43°. Характера на загуба на усиливащата система е внезапен, съпроводен със силен трясък. Разрушаването настъпва около 10 min след реализирането на товара, по време на изчакването се чуват пукания и се наблюдават обединяване на първични и вторични пукнатини.

2. При сравнение на усиления и не усиления образци имаме нарастване на разрушаващия момент с 40.2% при серия (I) и 51% при серия (III).

3. Експеримента доказва валидността на хипотезата на Бернули за равнинност на сеченията при усиления образци до самото им разрушаване.

4. При сравнението на експериментално определените ефективни напрежения с американските стандарти имаме:

- При сравнение с ACI 440.2R-02[59], експериментално определените стойности при серия (I) са по-високи с 0.4%, а тези от серия (III) с 34.8% по-ниски от теоретично изчислените.

- При сравнение с ACI 440.2R-08[60], експериментално определените стойности при серия (I) са по-високи с 1%, а тези от серия (III) са по-ниски с 3.8% от теоретично изчислените. С горепосочените резултати експеримента е най-близо до ACI 440.2R-08[60] из между всички разгледани методи.

5. Експериментално определените ефективни напрежения са близко до следните три европейски стандарта: CNR-DT 200/2004[82], Beton Kalender 2014[147] – “точен метод” и fib bull 14[97] метод №2, като:

- При сравнение с [82] експериментално определените стойности при серия (I) са по-ниски с 0.9%, а тези от серия (III) с 13.6% от теоретично изчислените.

- При сравнение с [147] – “точен метод” експериментално определените стойности при серия (I) са по-високи с 7.4%, а тези от серия (III) са по-ниски с 22.4% от теоретично изчислените.

- При сравнение с [97] метод №2 експериментално определените стойности при серия (I) са по-високи с 27.5%, а тези от серия (III) са по-високи с 37.8% от теоретично изчислените.

6. Горепосочените разлики са свързани с ефективните напрежения в усилящата система, ако резултатите се отнесат към изчислителна носимоспособност по отношение на огъващи моменти то следва:

Експерименталните стойности са по-ниски от изчислените съгласно [82] с 0,2% при серия (I) и с 4 % при серия (III). /пълно покриване на стандарта/

Експерименталните резултати при серия (I) са по-високи от стойностите изчислени съгласно [147] - точен метод – с 1.8% , а тези при серия III са по – ниски с 6.5 % от теоретичните. Сечението от което започва разлепянето на усилящата система е близко до теоретично определеното. Разликите между експеримента и стандарта могат да бъдат отнесени към средно статистическото отклонение.

Експерименталните резултати са по-високи от изчислените съгласно [97] метод №2 – при образците от серия (I) са с 5.7%, а при серия (III) с 27.2%. Различията са по-големи в сравнение с предходните сравнения.

6. Реализирани проекти

В настоящата глава са представени няколко реализирани проекта с участието на докторанта с което се онагледява възможността за използване на композитни материали за усиление на стоманобетонни конструкции.

6.1 Надлез на път II-17 над път I-3 [34] е първата реализация на усиление с композитни материали на мостово съоръжение в България – проектиране и изпълнение – 2007 от “Мостконсулт”-ООД.

6.1.1 Съществуващо положение.

Съоръжението представлява триотворен надлез осигуряващ преминаването на път II-17 над път I-3 и има следните технически параметри :

- отвори – 3 x 2015cm;
- връхна конструкция – сглобяемо-монолитна;
- статическа схема – връхна конструкция - проста греда с фуги при устоите и при всеки стълб. Главните греди са от предварително напрегнат стоманобетон – стендово изпълнение.
- проектно натоварване – H300, HK800 [6],
- норми за проектиране – DIN 4227-1978 [89].

В резултат на удар от извънгабаритно превозно средство първата главна греда на връхната конструкция на средния отвор е компрометирана. В мястото на удара е разбита значителна част от стоманобетонното сечение, скъсани са две въжета от предварително напрегнатата армировка и част от стремената. От удара гредата е частично разрушена и деформирана. Вследствие на деформацията част от напрегателните въжета са ослабени .

Гредата има проблеми както с поемането на огъващи моменти, така и с напречните сили.

6.1.2 Особености на статическото изследване.

При проектирането на усилящата система са взети в предвид следните изчислителни проверки:

- Проверки в крайно гранично състояние;
 - а) Проверка на разлепяне;
 - б) Проверки при пълно композитно действие;
- Гранично състояние по експлоатационни изисквания.

За усиление са използвани карбонови ламели за огъващи моменти и карбонови тъкани за напречни сили. След усилянето е доказан коефициент на сигурност $K_{раз}=1.776$. [89].

6.1.3 Технология и последователност на изпълнение

В дисертацията е разгледана технологията и редът на ремонтните работи.

6.1.4. Натурно изпитване на конструкцията.

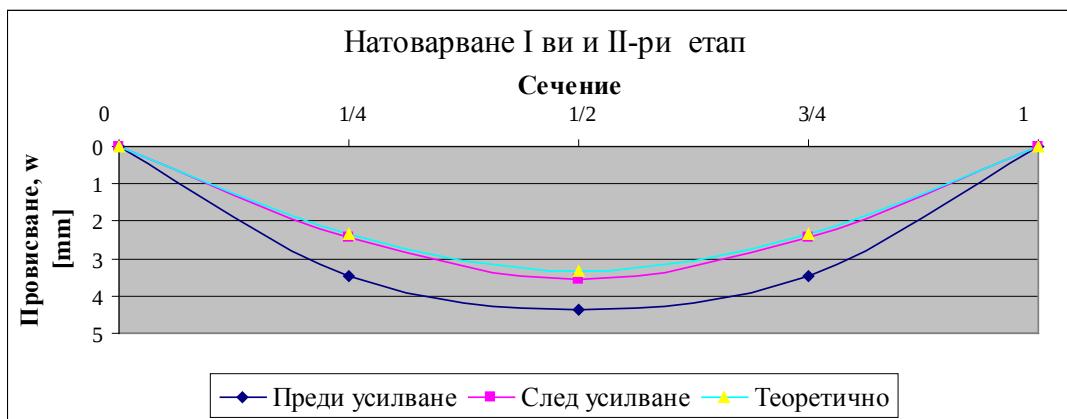
За да се прецени реалната полза от този вид усиление беше проведено натоварване на конструкцията преди и след усиляването. Резултатите са сравнени с числен модел на гредоскаратата.



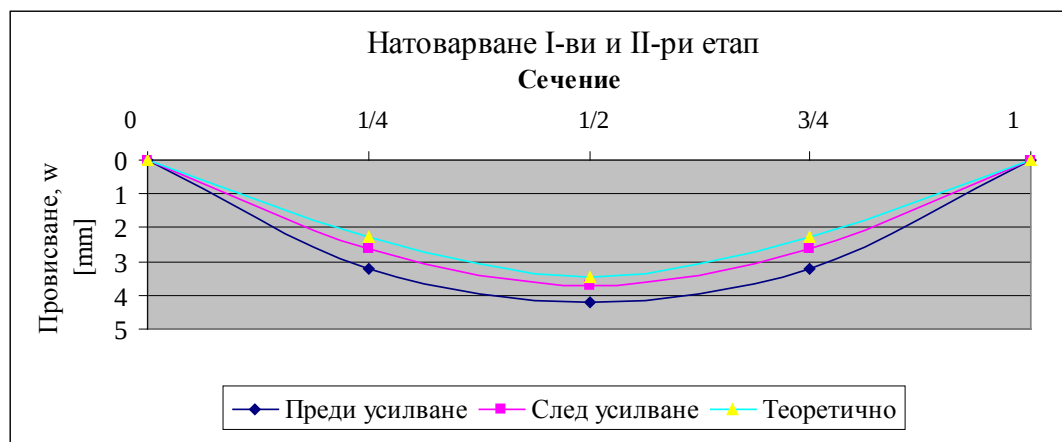
Фиг 6.8 – изпитване преди усиление



Фиг. 6.9 – изпитване след усиление



-Фигура 6.10 Греда №1



Фигура 6.11 -Греда №2

6.2 Усилване на съоръжения по маршрути да придвижване на “не нормирани” тежки товари [35].

При изграждането на нови производствени мощности в ТЕЦ “Марица изток”-I, голяма част тежкото оборудване беше доставено по море на пристанище Бургас. Това наложи избор на подходящ маршрут и обследването на съществуващите по трасето съоръжения. Поради кратките срокове за изпълнение, както и необходимостта от непрекъснат трафик, за две от съоръженията се взе решение за усиление с композитни материали.

Описание на “тежкото” возило

- Обща дължина 81,7 m;
- Широчина 4.2 m;
- Обща височина 4.375m;
- Натоварване 165 kN на ос;
- Разстояние между осите 150cm;
- Общо тегло 5640 kN.

Съоръженията бяха подложени на статично натурно изпитване както преди да бъдат усилены, така и след усиление на връхните им конструкции.

6.2.1 Мост на път III-5701 km 3⁺²⁸⁴-2009г.

6.2.1.1 Съществуващо положение на съоръжението.

Съоръжението е мост на път III-5701 km 3+284 над р. Комруджа в област “Стара Загора”.

Съоръжението е едноотворно със статически отвор 1650cm - статическа схема проста греда.

Връхната конструкция на моста е сглобяемо-монолитна гредоскара от 8 надлъжни главни греди, 5 напречни греди и пътна плоча. След проучване се оказва, че връхната конструкция е каталожна [40] и е една от първите прилагани сглобяемо – монолитни конструкции у нас.

Проектното натоварване за което е проектирана конструкцията е съгласно [4].

6.2.1.2 Резултати от статическия анализ и система за усиление.

За усиляваща система бе избрана TFS, която е двупосочно армирана лента от карбонова тъкан, като 70% от влакната са ориентирани в надлъжна посока на лентата, а 30% в напречна посока.

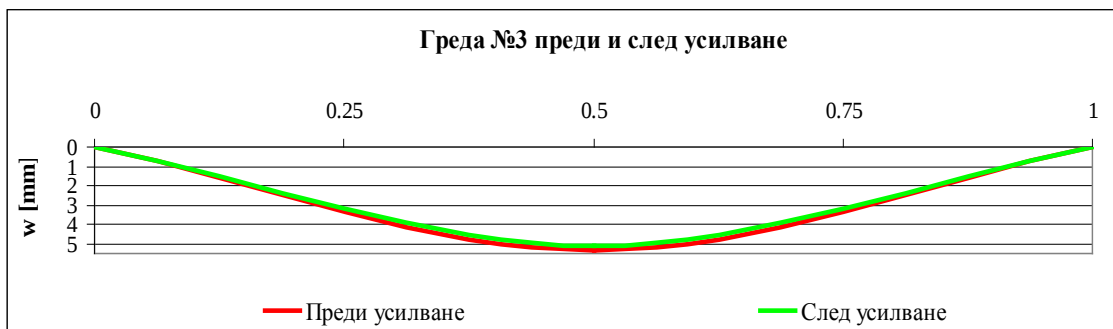
6.2.1.3 Изпитване на съоръжението



Фиг 6.20. Изпитване преди усиление



Фиг 6.21. Изпитване след усиление



Фиг 6.24. Провисвания при пълно натоварване.



Фиг 6.25. Остатъчни провисвания.

Резултатите от изпитването са приведени към еднакви условия на натоварване.

При сравнения на провисванията при натоварване при гредата №3 имаме 5% по-малки провисвания след усилване и 29% по-малки остатъчни деформации сравнени с резултатите преди усилване.

6.2.2 Мост на на път III-554 km 116⁺⁴⁰⁰ намиращ се в гр.Гълъбово -2009г.

6.2.2.1 Описание на съоръжението

Съоръжението е триотворно със статични отвори 1800+2100+1800 cm - статическа схема проста гредата. Ситуационно и нивелетно е в права с пътни платна – 2x750cm, два тротоара 2x380cm и разделителна ивица 190cm.

Връхната конструкция е сглобяемо-монолитна гредоскара от 12 надлъжни главни греди в отвор, 3 напречни греди в отвор и пътна плоча. Главните греди са с 2Т форма на напречното сечение с ширина на фланшовете 50cm, 18 cm на стеблото и височина на гредата 120cm. Изготвени са от предварително напрегнат струнобетон и са разположени през 150cm осово една от друга. Дебелината на пътната плоча е 14cm.

6.2.2.2 Особености на изчислителните проверки

Съоръжението е проектирано за натоварване съгласно БДС1050-76 [6] – колони от автомобили Н-300 и единично тежко возило НК-800. При направеното статическо изследване на конструкцията за действието на тежкото возило се установи значително надвишаване на разрените усилия (огъващи моменти в средите на отворите и срязващи сили при опорите).

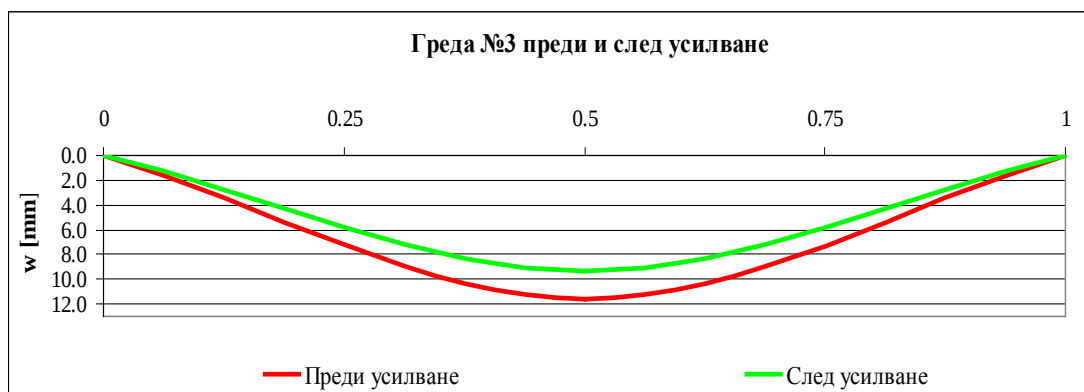
6.2.2.3 Изпитване на съоръжението



Фиг 6.29. Изпитване преди усиление

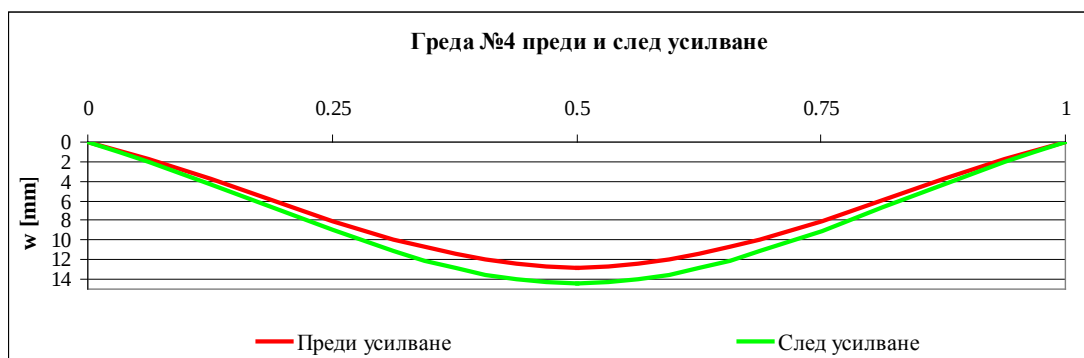


Фиг 6.30. Изпитване след усиление



Фиг 6.29. Провисвания при пълно натоварване на греда №3 отвор 21m.

При по-слабо натоварената греда №3 имаме провисвания след усиляването по-малки с 24% по-малки в сравнение с не усилените.



Фиг 6.30. Провисвания при пълно натоварване на греда №4 отвор 21m.

При по-силно натоварената греда №4 обаче след усиление имаме по-големи провисвания с 12.5% от изпитването преди усиление.

6.3. Мост на km 27+100 при Прохода на Републиката – 2010г. [36]

Съоръжението представлява двуконзолна гредка с обща дължина 31.40 m, която включва -централен отвор – 17.40 m осово и две конзоли - 7.00 m всяка.

Общия габарит на съоръжението е 980cm, който включва:

пътно платно с ширина – 800cm

два тротоара с ширина – 90cm всеки.

Подобни съоръжения са разработвани и масово прилагани както у нас така и в чужбина – в “Железобетонные мосты”- Н И Поливанов 1956г [46] говори за типизиране на подобна конструкция с разработени кофражни и армировъчни планове.

Съоръжението е проектирано за натоварване съгласно БДС 1040 – 52 [4] за нормен товар Н13 и НГ60.

Причината за усиление е решението на пътната част за преминаване от две на три ленти за движение и нарастване на габарита от 980cm на 1200cm,

Усилването на съоръжението е комплексно и включва, промяна на статическата схема, изграждане на нова плоча и усиление с карбонови ленти и тъкани.

Преминаването от двуконзолна гредка на триотворна рамка облекчи централния отвор по отношение на огъващи моменти – не е необходимо усиление за положителни моменти, обаче донесе и негативи – положителни моменти в бившите конзоли от подвижен състав.

Новата пътна плоча освен че осигури необходимия габарит, повишава полезната височина на сеченията при положителни огъващи моменти респективно срязващи сили и осигурява място за разполагане на необходимата армировка за отрицателни огъващи моменти над средните опори.

Усилването с композитни материали на съоръжението за огъващи моменти в случая е следствие от промяната на статическата схема.



Фиг.6.36 и фиг.6.37 – Снимки от усиление на съоръжението

6.4 Мост по бул. Драган Цанков над ул.Тинтява – гр. София-2011г.

При строителството на софийското метро единия метродиамагтер преминава по съоръжението /пример за промяна на натоварването/, както и проблеми с динамичното поведение при наличието на релсов път При статико - динамичното изследване на съоръжението бе установена недостатъчна носимоспособност на главните греди по отношение на срязващи сили. Главните греди са със статически отвор 31.70м от предварително напрегнат стоманобетон с налягане след бетониране и

са проектирани съгласно DIN 4227[89] и подвижен състав съгласно[6], според който са на направени и съответните проверки.

Усилването бе извършено чрез външно залепени карбонови тъкани разположени в близост до опорите. При главните греди под конструкцията на метрото, зоната на усилване е 450cm, а при останалите греди е 250 cm . Усилването е проектирано така че допълнителната напречна сила в следствие промяната на натоварването се поема изцяло чрез усилващата система.

6.5 Изводи и заключения:

1. При усилване на повредени стоманобетонни елементи прилагането на FRP е много подходящо поради следните причини:

- усилването става много бързо и понякога е възможно без прекъсване на движението;
- не се увеличава височината и теглото на връхната конструкция;
- няма демонтаж и монтаж на греди;
- няма проблеми с дълготрайните процеси;
- няма допълнителни мокри процеси.

При усилването на повредени елементи първоначално е необходимо те да бъдат ремонтирани, независимо от характера на последващото усилване.

Подобряването на работата на конструкцията в случая е комплексно и се дължи, както на усилващата система, така и на възстановяване на монолитността на повредените елементи.

2. При усилването на конструкции от обикновен стоманобетон с карбонови тъкани промяната в коравината е незначителна.

3. При усилване на елементи от предварително напрегнат стоманобетон и значително надвишаване на експлоатационното натоварване за което е проектиран елемента е нормално да се допусне пукнатинообразуване.

4. При реално усилване на конструкции трябва да се има в предвид, че новият товар може да предизвика промяна в коравината не само на разглежданите главни елементи, но и на всички свързани с тях /пътна плоча, напречни греди и т.н/ с което се променя цялостната работа на конструкцията.

5. При необходимост от значително усилване е уместно да се потърси комплексен характер на усилването. За по-голям ефект усилването с композитни материали може да бъде комбинирано с други методи на усилване.

6. Голямо е разнообразието във възможността за използване на полимерна армировка. Тя не е панацея, но в определени случаи дава едни по – интелигентни решения. Използването и прилагането на методите за усилване е възможност за по-адекватна позиция на проектирането, както за конструкциите от високото, така и от ниското строителство [37].

7. Претенции за научни и научно – приложни приноси:

1. Направен е обзор на развитието на усилващи системи с полимерни материали, както и на нормативни документи третиращи проблема.
2. Планирана е и извършена експериментална програма с осем образеца и е направен комплексен анализ на ефективността на усилващата система в експлоатационно и крайно гранично състояние.
3. Експериментално е доказано е че при прилагането на карбонови усилващи системи широчината на пукнатините се редуцира, което дава възможност за повишаване на експлоатационното натоварване над 50 %, когато то е ограничено от широчина на пукнатините. Ефектът от усилването по отношение на провисванията е по- малък – около 30%.
4. Изследвани са формите на разрушение. Доказан е един и същ характер – провлачване на стоманената армировка, рязко нарастване на напреженията в усилващата система, нейното разлепяне и разрушение на образеца.
Експериментално е потвърдена хипотезата на Бернули за равнинност на сеченията при усилен образци.
5. Направено е сравнение на 9 метода поместени в 7 стандарта с резултатите от експеримента по отношение на ефективни напрежения /деформации/ в усилващата система.
Експериментално определената носимоспособност е най – близо до:
- Италианският стандарт CNR-DT 200/2004
- “точен метод” от Beton Kalender 2014
Горните два метода са предложени за ползване в България.
6. Експериментално е доказано, че прилагането на карбонови усилващи системи е много подходящо за усилване на елементи при извънредни изчислителни ситуации, защото усилващата система остава да работи далеч след провлачването на стоманената армировка.
7. Анализирани са реализирани усилвания с полимерни тъкани и ламели с участието на автора. Натурно е доказана ефективността от усилването и практическото им приложение.

8. Насоки за бъдещо развитие:

1. Обобщаване на разработените изчислителни модели /тарирание и доработка/ в програмен продукт в полза на проектанта.
2. Мониторинг на вече реализирани усилвания по отношение на ефективност и дълготрайност на усилването, приложено в нашите условия на работа и изпълнение.

3. Изследване на предварително напрегнати усилващи системи от композитни материали при елементи от обикновен и предварително напрегнат стоманобетон.

9. Публикации по темата на дисертацията

Кисов, Д., М. Решков, И. Георгиев “Ремонт на връхни мостови конструкции с помощта на въглеродни /карбонови/ нишки“ - сп. “Пътища” 1-2008 [34]

Кисов, Д., К. Йорданов, И. Георгиев “Промяна статическата схема на мостове при реконструкции” Международна научно - приложна конференция УАСГ 2009 [35]

Георгиев, И., Кисов, Д. “Композитни материали за усилване на мостове” – Международна научна конференция – ВСУ – 2013 [21]

Кисов Д., И. Георгиев, “Усилване на стоманобетонни мостове с композитни материали” – ВСУ ”Любен Каравелов“ гр. София – 2014. - ISBN:978-954-331-052-4. [35]

Георгиев, И. “Композитни материали за усилване – експериментална постановка” Международна научна конференция – ВСУ – 2015[22]

Георгиев, И., Кисов, Д. “Експериментално изследване на стоманобетонни елементи усилен с полимерна армировка ” Международна научна конференция – ВСУ – 2016. [23]

10. Благодарности

Изказвам благодарности на семейството ми за разбирането, търпението, подкрепата и помощта при реализиране на експеримента и дисертацията.

Изказвам благодарности на научния ми ръководител, доц. д-р. инж. Димо Кисов, за подкрепата и съвместната ни работа вече 17 години.

Изказвам благодарности на ръководството на “МОСТКОНСУЛТ” за подкрепата и финансирането на експеримента.

Изказвам благодарности на колегите от “МОСТКОНСУЛТ” за подкрепата и помощта при съвместното ни участие в реализираните проекти и реализирането на експеримента. Специални благодарности на инж. Иво Дилчев.

Изказвам благодарности на Sika – България за предоставените материали и технологията на полагане за извършването на експеримента и съдействие при повечето реализирани проекти.

Литература

- [1] Абдулахад, Е. , П. Христов, Д. Паничков “Напрегнато и деформирано състояние на дефектирала стоманобетонна греда с плочогредово сечение усилена с карбонови нишки” – Международна научно - приложна конференция УАСГ-2009г.
- [2] Абдулахад, Е. , П. Балева, Д. Паничков “Напрегнато и деформирано състояние на дефектирала стоманобетонна греда подложена на динамично и статично натоварване преди и след усилване с карбонови нишки” – Международна научно - приложна конференция УАСГ-2009г.
- [3] Байков, Виталий Н. , Эммануил Е. Сигалов – “Железобетонные Конструкции”- 1985
- [4] БДС 1050-52 “Натоварвания, временни вертикални за изчисляване на пътни мостове” София - 1952г.
- [5] БДС 1050-64 “Товари подвижни за изчисляване на пътни мостове.” София - 1964г.
- [6] БДС 1050-76. “Товари подвижни за изчисляване на пътни мостове.” София - 1976г.
- [7] БДС EN 1990 Еврокод: Основи за проектиране на строителни конструкции. БИС, София, юни 2003г.;
- [8] БДС EN 1991-1-1 Еврокод 1: Въздействия върху строителните конструкции. Част 1-1: Основни въздействия. Плътности и собствени тегла и полезни натоварвания в сгради. БИС, София, февруари 2009г.
- [9] БДС EN 1992-2 Еврокод 2: Проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции. Част 2: Стоманобетонни мостове. Правила за проектиране и конструиране. БИС, София, май 2007г.
- [10] БДС EN 1998-1. Еврокод 8: Проектиране на конструкции за сеизмични въздействия. Част 1: Общи правила, сеизмични въздействия и правила за сгради. БИС, София 2006г.
- [11] БДС EN 1998-2: Еврокод 8: Проектиране на конструкции за сеизмични въздействия. Част 2: Мостове. БИС, София, януари 2010г.
- [12] БДС EN 1998-3: Еврокод 8: Проектиране на конструкции за сеизмични въздействия. Част 3: Оценка за възстановяване и усилване на сгради. БИС, София,
- [13] БДС EN 1991-2 Еврокод 1: Въздействия върху строителни конструкции. Част 2: ‘Подвижни натоварвания от трафик върху мостове’. БИС, София, 2006г.
- [14] БДС EN 1992-1-1 Еврокод 2: Проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции. Част 1-1: Общи правила и правила за сгради/ БИС, София, май 2007г.
- [15] Бранков, Г. “Масивни конструкции” София 1978г.
- [16] Венков, В., Н. Игнатиев, В. Неделчев “Възстановяване и усилване на масивни конструкции на сгради”- София -1988г.
- [17] Вишневский, П. Ф. “Современные методики анкерного крепления в строительстве” – Москва 1981.
- [18] Временен правилник за проектиране на бетонни и стоманобетонни пътни мостове. София - 1973.
- [19] Ганчева, Р. – “Проектиране на стоманобетонни конструкции за сеизмични въздействия” – УАСГ- София – 2005г.
- [20] “Временни указания за инжектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции посредством епоксидни състави” НИСИ – София 1972г.
- [21] Георгиев, И., Кисов, Д. “ Композитни материали за усилване на мостове” – Международна научна конференция – ВСУ – 2013
- [22] Георгиев, И. “Композитни материали за усилване – експериментална постановка” Международна научна конференция – ВСУ – 2015
- [23] Георгиев, И., Кисов, Д. “Експериментално изследване на стоманобетонни елементи усилен с полимерна армировка ” Международна научна конференция – ВСУ – 2016.
- [24] Гочев, Г. , К. Трънка , Е. Дуков , Л. Оксанович , И. Данчев , К. Русев , А. Николов , Б. Захариева – Георгиева , В. Кърджиев “Ръководство по стоманобетон” – София – 2009

- [25] Димитров, Д. “Проектиране на предварително напрегнати стоманобетонни конструкции съгласно ЕС 2”. гр.София, 2013г.
- [26] Димов, Д. “Обследване и изпитване на строителни конструкции и мостове.” София-2010г.
- [27] Иванчев, Ил. “Стоманобетонни мостове (конструктивно оформяне). Записки за студенти от специалност ПГС.” Висш институт по архитектура, строителство и геодезия - София, 1993г.
- [28] Иванчев, Ил. “Проектиране на стоманобетонни мостове.” - УАСГ, София, 2006г.
- [29] Иванчив, Ил. , Костадин Топуров “Стоманобетонни мостове” София - 2009г.
- [30] Иванчев, Ил. “ВЪЗДЪЙЕСТВИЯ ВЪРХУ СТОМАНОБЕТОННИ МОСТОВЕ СПОРЕД ЕВРОКОД 2” – София – 2009
- [31] Иванчев, Ил. “Проектиране на стоманобетонни мостове според Еврокод 2” – София, 2010
- [32] Иванчев, Ил. “Предварително напрегнати мостове – проектиране според Еврокод 2” –София – 2013г.
- [33] Картопольцев, М. А., Н. Пангинин, А. Картопольцев “Применение карбона в мостостроении” – Томск 2008г.
- [34] Кисов, Д., М. Решков, И. Георгиев “Ремонт на връхни мостови конструкции с помощта на въглеродни /карбонови/ нишки“ - сп. “Пътища” 1-2008
- [35] Кисов, Д., М. Решков, М. Найденов “Усилване на мостове за преминаване на тежки товари” Международна научно - приложна конференция УАСГ 2009
- [36] Кисов, Д., , К. Йорданов, И. Георгиев “Промяна статическата схема на мостове при реконструкции” Международна научно - приложна конференция УАСГ 2009
- [37] Кисов, Д., И. Георгиев “Усилване на стоманобетонни мостове с композитни материали” – ВСУ ”Любен Каравелов“ гр. София – 2014.
- [38] Мануилов, Л. “ Стоманобетон “
- [39] Марков, Т. “ Изпитване и моделиране на строителни конструкции и съоръжения” – София 1973г.
- [40] “МЕТОДИЧЕСКИ УКАЗАНИЯ ЗА ОПРЕДЕЛЯНЕ НА ТОВАРОНОСИМОСТТА НА СТОМАНОБЕТОННИ ПЪТНИ МОСТОВЕ” ГУП -1994
- [41] Минев, М., И. Иванчев, К. Топуров, М. Дечев, Д. Димитров -“Стоманобетонни мостове. Ръководство за курсово проектиране.” Технически университет по архитектура строителство и геодезия.” Катедра „Масивни конструкции”
- [42] Минев, М. “Оптимизационни проблеми в проектирането на гредови пътни мостове от предварително напрегнат стоманобетон ” – София 2013
- [43] Николов, И. “Възстановяване на монолитността на бетона”- София -1979г.
- [44] Николова Б. “Усилване на зидани конструкции, достигнали гранични състояния, със съвременни полимерни и композитни материали” –УАСГ – 2008
- [45] Памукчиев, С. “Стоманобетонни конструкции” София 1991г.
- [46] Поливанов, Н. “Железобетонные мосты”- Москва -1956г
- [47] “Правилник за изчисление на масивни мостове” 1935г
- [48] “Правилник за проектиране на масивни и стоманени пътни мостове” 1955
- [49] Русев, К. , В. Янчев “ЕС2 ОРАЗМЕРЯВАНЕ НА СТОМАНОБЕТОННИ КОНСТРУКЦИИ ПО НОРМАЛНИ СЕЧЕНИЯ”-София -2011
- [50] Русев, К.”СТОМАНОБЕТОННИ НПС-ЕС2” - София -2009
- [51] Топуров, К. “Стоманобетонни пътни и железопътни мостове. Том 1 и Том 2.” - София ,2012г.
- [52] Топуров, К. “Стоманобетонни гредови мостове.” София - 2015г
- [53] Трайкова, Мария , Чардакова, Таня , Възгечев, Красимир , “ УСИЛВАНЕ НА КОНСТРУКТИВНИ ЕЛЕМЕНТИ ОТ МОНОЛИТНИ СТОМАНОБЕТОННИ СКЕЛЕТНО – ГРЕДОВИ КОНСТРУКЦИИ. 2015 – София.
- [54] Христов, П. “Повишаване на носещата способност и експлоатационните параметри на напукани стоманобетонни плочи с помощта на съвременни композитни материали.” – УАСГ – 2013
- ВСУ 2017г. инж. Иван Георгиев*

- [55] Христов, П. “Системи за конструктивно усиление на стоманобетонни плочи с армирани полимерни композитни материали.” - УАСГ 2012. София, 2012
- [56] Хубчев, Д. “Коравина на стоманобетонни елементи с пукнатини за определяне на провисванията” сп. “Пътища” 1-2008
- [57] AASTHO – American Association of State Highway and Transportation Officials – 2007.
- [58] A Guide to the Design and Application of BBR FRP Strengthening Systems.
- [59] ACI 440.2R-02 “Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP System Strengthening Structures”
- [60] ACI 440.2R-08 “Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP System Strengthening Structures”
- [61] ACI 440.1R-01 “Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars.”
- [62] ACI 440.XR “Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures”
- [63] ACI 435R-95 Control of Deflection in Concrete Structures
- [64] ALBERTO, JOSÉ, PEREIRA, ANCA “FE Modeling of FRP Strengthening Systems on the White Bayou Bridge” - Göteborg, Sweden 2005
- [65] Aldajah, Saud, Biddah, Ashraf, Hammami, Adel and Al-omari, Ammar “Long Term Performance of Concrete Structures Strengthened Using FRP” -U.A.E. University
- [66] Arora, Dushyant “RAPID STRENGTHENING OF REINFORCED CONCRETE BRIDGE WITH MECHANICALLY FASTENED - FIBER REINFORCED POLYMER STRIPS” - UNIVERSITY OF WISCONSIN – MADISON - 2003
- [67] Banthia, N. “Fiber Reinforced Polymers in Concrete Construction and Advanced Repair Technologies” - University of British Columbia Vancouver, BC, Canada V6T 1Z4
- [68] Bennie, Stewart David, Goulias, G. “DEVELOPMENT OF A PERFORMANCE BASED, INTEGRATED DESIGN/SELECTION MIXTURE METHODOLOGY FOR FIBER REINFORCED CONCRETE AIRFIELD PAVEMENTS”-2004.
- [69] Berg, A., L. Bank, M. Oliva, J. Russell “Construction and cost analysis of an FRP reinforced concrete bridge deck”-2005
- [70] Berset, Thierry, Schwegler, Gregor, Trausch, Luc “Post-strengthening of a motorway bridge with prestressed CFRP strips”
- [71] Breña, Sergio F., Wood, Sharon L., and Kreger, Michael E. “INCREASING THE FLEXURAL CAPACITY OF TYPICAL REINFORCED CONCRETE BRIDGES IN TEXAS USING CARBON FIBER REINFORCED POLYMERS” UNIVERSITY OF TEXAS – 2001
- [72] Bullock, Wesley O., Barnes, Robert W., Schindler, Anton K. “REPAIR OF CRACKED PRESTRESSED CONCRETE GIRDERS”, I-565, HUNTSVILLE, ALABAMA - 2011.
- [73] BS 8110 Structural use of concrete - 1997
- [74] BS 5400 Steel, Concrete and Composite Bridges- 2004
- [75] Busel, John - Chair ACI-440 “Guide Specifications from the American Concrete Institute”
- [76] Büyüköztürk, Oral, Yu, Tzu-Yang “Understanding and Assessment of Debonding Failures in FRP-Concrete Systems”- Cambridge, U.S.A.- 2006
- [77] Büyüköztürk, Oral, Gunes, Oguz, Karaca, Erdem “Progress on understanding debonding problems in reinforced concrete and steel members strengthened using FRP composites” Cambridge, USA - 2003.
- [78] CEB – FIB MODEL CODE 1990
- [79] CEB – FIB MODEL CODE 2010
- [80] Charles, W. Dolan, H.R. Hamilton III, Charles E. Bakis, Antonio Nanni “DESIGN RECOMMENDATIONS FOR CONCRETE STRUCTURES PRESTRESSED WITH FRP TENDONS” - FHWA CONTRACT - DTFH61-96-C-00019”- 2001
- [81] Czaderski, Christoph “Flexural strengthening of reinforced concrete

Swiss Code 166 and other codes/guidelines” - November 2012

[82] CNR-DT 200/2004 “Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP System for Strengthening Existing Structures” –Rome 2004

[83] CNR-DT 205/2007 “Guide for the Design and Construction of Structures made of FRP Pultruded Elements “ - Rome 2008.

[84] CNR-DT 204/2006 “Guide for the Design and Construction of Fiber-Reinforced Concrete Structures” - Rome 2007.

[85] Davol, A. ” Structural Characterization of Concrete Filled Fiber Reinforced Shells”- 1998 UNIVERSITY OF CALIFORNIA, SAN DIEGO

[86] Dieter, David A. “EXPERIMENTAL AND ANALYTICAL STUDY OF CONCRETE BRIDGE DECKS CONSTRUCTED WITH FRP STAY-IN-PLACE FORMS AND FRP GRID REINFORCING” - UNIVERSITY OF WISCONSIN – MADISON - 2002

[87] “DESIGN RECOMMENDATIONS FOR CONCRETE STRUCTURES PRESTRESSED WITH FRP TENDONS” -2001

[88] DIN 1045 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton.- Berlin 2001.

[89] DIN 4227 - Spannbeton, Berlin. Beuth, 1988

[90] DIN Fachbericht 101 “Einwirkungen auf Brücken” –Berlin, marz 2003

[91] DIN Fachbericht 102 “Betonbrücken” Berlin, marz 2009

[92] Grace, Nabil F., Nacey, Richard B., Bonus, Wayne , Collavino, Loris “Design-Construction of Bridge Street Bridge – First CFRP Bridge in the United States” - 2002

[93] Gunes, O., Karaca, E., and B. Gunes “DESIGN OF FRP RETROFITTED FLEXURAL MEMBERS AGAINST DEBONDING FAILURES” - 2006, San Francisco, California, USA

[94] El-Tawil, Sherif “STATIC AND FATIGUE ANALYSES OF RC BEAMS STRENGTHENED WITH CFRP LAMINATES“

[95] El-Tawil, Sherif , Okeil, Ayman - “DESIGN OF CONCRETE BRIDGE GIRDERS STRENGTHENED WITH CFRP LAMINATES STATICS TRENGTH, FATIGUE BEHAVIOR AND RELIABILITY” University of Central Florida, Orlando- 2001

[96] Fernando, Shiromal , Hettiarachchi, Dilina “FRP STRENGTHENING OF CONCRETE STRUCTURES – DESIGN AND PRACTICAL EMPHASIS IN SRI LANKA” 2011 – University of Moratuwa

[97] Fib Bulletin 14 Externally Bonded FRP Reinforcement for RC structures, International federation for Concrete.

[98] Fib Bulletin 40 FRP Reinforcement in RC structures, International federation for Concrete.

[99] Hassanain, Mostafa A. , Reda Taha, Mahmoud M. “DESIGN ECONOMICS OF HPC GIRDER BRIDGES PRESTRESSED WITH CFRP TENDONS” Montréal, Québec, Canada - 2002

[100] Hassan, Tarek K. and Rizkalla, Sami H. “Bond Mechanism of NSM FRP Bars for Flexural Strengthening of Concrete Structures” - North Carolina State University

[101] Harichandran, Ronald S. , Hong, Sangdo “Sensors to Monitor Bond in Concrete Bridges Rehabilitated with FRP” - Michigan State University –2003

[102] Herberg, Wolfgang “Spannbetonbau” –Leipzig -1957г.

[103] ISIS Canada “Reinforcing Concrete Structureswith Fibre Reinforced Polymers“Design Manual No. 3 September 2007

[104] JACKSON COUNTY, MO “REPAIR AND STRENGTHENING OF IMPACTED PC GIRDERS ON BRIDGE A-4845”- Missouri Department of Transportation (MODOT)-2001.

[105] JSCE CODE - RECOMMENDATIONS FOR UPGRADING OF CONCRETE STRUCTURES WITH USE OF CONTINUOUS FIBER SHEETS

[106] Klaiber, F. Wayne, Terry J. Wipf , Brian J. Kempers “Repair of Damaged Prestressed Concrete Bridges Using CFRP” - Iowa State University.

[107] Keller, Thomas - “Use of Fiber Reinforced Polymers in Bridge Constructions”-2002

- [108] Keller, Thomas – “Fiber-Reinforced Polymer Bridge Decks – Status Report and Future Prospects”
- [109] LAMMERT, KIMBERLY ANN “STRUCTURAL EVALUATION OF IMPACT DAMAGED PRESTRESSED CONCRETE I GIRDERS REPAIRED WITH FIBER REINFORCED POLYMER (FRP) MATERIALS” - UNIVERSITY OF FLORIDA 2003
- [110] Leonhardt, Fritz “Spanbeton fur die praxis”- Berlin -1957г.
- [111] Liang, Ningfeng , Boyd, Andrew J., Green, Perry S., Hamilton III, H.R., Michael, Antonis “STRUCTURAL REHABILITATION OF THE UNIVERSITY BOULEVARD BRIDGE WITH CFRP LAMINATES AND SPRAYED GFRP” University of Florida -2004
- [112] Lopez, Alexis , Galati, Nestore , Alkhrdaji, Tarek , Nanni, Antonio “Strengthening of a reinforced concrete bridge with externally bonded steel reinforced polymer (SRP)” University of Missouri-Rolla, United States - 2006
- [113] Machial, Robert M. , Alam, Shahria, & Rteil, Ahmad “Shear strength contribution of transverse FRP reinforcement in bridge girders.”
The University of British Columbia, Kelowna, British Columbia, Canada
- [114] Majumdar, Prasun Kanti “Strength and Life Prediction of FRP Composite Bridge Deck” -2008 - Blacksburg, Virginia
- [115] Martinelli, Enzo , Bilotta, Antonio , Faella, Ciro and Nigro, Emidio
“On the Behavior of FRP-to-concrete Adhesive Interface: Theoretical Models and Experimental Results” Department of Civil Engineering, University of Salerno, Fisciano (SA), Department of Structural Engineering, University of Naples “Federico II”, Naples Italy
- [116] Mayo, R., Nanni, A., Gold, W., and Barker, M. “STRENGTHENING OF BRIDGE G270 WITH EXTERNALLY-BONDED CFRP REINFORCEMENT”
- [117] Meier, Heinz ; Clenin, Reto ; Basler, Miklos - “BRIDGE STRENGTHENING WITH ADVANCED COMPOSITE SYSTEMS”
- [118] Meier, Urs “Strengthening and Stiffening of Historic Wooden Structures with CFRP”- 2003
- [119] Meier, Urs “External Strengthening and Rehabilitation: Where from – Where to?” EMPA, CH 8600 Dubendorf-Zurich, Switzerland
- [120] Merkle, Wesley J., Myers, John J. “Load Testing and Load Distribution Response of Missouri Bridges Retrofitted with Various FRP Systems Using a Non-Contact Optical Measurement System” – Washington - 2006
- [121] Nanni, Antonio “North American design guidelines for concrete reinforcement and strengthening using FRP: principles, applications and unresolved issues” - University of Missouri–Rolla, Rolla, USA- 2003
- [122] Nanni, Antonio , Salem Faza “DESIGN AND CONSTRUCTION OF CONCRETE REINFORCED WITH FRP BARS: AN EMERGING TECHNOLOGY”
- [123] Nanni, A., P. C. Huang, and J. G. Tumialan “STRENGTHENING OF IMPACT-DAMAGED BRIDGE GIRDER USING FRP LAMINATES”
University of Missouri – Rolla USA
- [124] Neale, Kenneth W. - University of Sherbrooke, Sherbrooke, Quebec, Canada J1K2R1
“FRP Strengthening in Canada – Recent Code Developments”
- [125] NORME ENREGISTRÉE DE L’ASSOCIATION SUISSE DE NORMALISATION-Armatures collées 2004 by SIA Zurich
- [126] PERERA, Ricardo , VARONA, Francisco B. “DESIGN OF FRP LAMINATES USING EVOLUTIONARY ALGORITHMS” - University of Patras, Greece 2007
- [127] Piyong, Y., Silva, P.F. and Nanni, A. “Flexural Strengthening of Concrete Slabs by a Three-stage Prestressing FRP System Enhanced with the Presence of GFRP Anchor Spikes” - University of Missouri-Rolla, Rolla, MO 65401,USA
- [128] Prasser, Mark “Durability of Hybrid Concrete-FRP Bridge Decks” University of Southern Queensland- 2005
- [129] Reda Taha, Mahmoud M. , Shrive, Nigel G. “New Concrete Anchors for Carbon Fiber-Reinforced Polymer Post-Tensioning Tendons—Part 1: State-of-the-Art Review/Design “ - ACI Structural Journal/January-February 2003

- [130] Rosenboom1, O.A., Carneiro, R. O., Hassan, T.K., Mirmiran, A. & Rizkalla, S.H. ” Static Behavior of 40 Year-Old Prestressed Concrete Bridge Girders Strengthened with Various FRP Systems” North Carolina State University, USA
- [131] RYALL M. J., PARKE, G. A. R. and HARDING, J. E. “ MANUAL OF BRIDGE ENGINEERING” – LONDON -2000
- [132] Senne, Jolyn Louise “Fatigue Life of Hybrid FRP Composite Beams” – 2000 Blacksburg, Virginia
- [133] Sika CarboDur FRP Composites for Repair & Strengthening of Structures.- MARCH 2003
- [134] Shao, Yutian; Aval, Seyed; and Mirmiran, Amir - “Fiber-Element Model for Cyclic Analysis of Concrete-Filled” - ASCE / 2005
- [135] STRENGTHENING OF CONCRETE STRUCTURES WITH REPLARK-Design Guidelines Report No:970611/R01 Issue No: 2- November 1999
- [136] “Study of the use of CFRP and GFR IPC as an external reinforcement on concrete beams” - Universiteit Gent Vrije Universiteit Brussel Belgium - 2012
- [137] Swiss Norm 166 - 2004, Klebebewehrung, 2004, Vornorm 505 166, Herausgeber, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Postfach, CH-8039 Zürich.
- [138] Takács, Peter F. , Kanstad, Terje “Strengthening Prestressed Concrete Beams with Carbon Fiber Reinforced Polymer Plates”
- [139] Täljsten – Luleå, Björn University of Technology, Sweden, and Skanska Teknik AB, Sweden “Design Guidelines for External Strengthening of Concrete Structures”
- [140] TAN, Kiang Hwee “Externally Bonded FRP Systems for Structural Strengthening: Southeast Asian Region, China and India” - National University of Singapore
- [141] TR-55 “Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials “. U. K.
- [142] User Friendly Guide for Rehabilitation or Strengthening of Bridge Structures Using Fiber Reinforcement Polymer Composites – Report -2002-005-C-04
- [143] Weaver, Craig Aaron “BEHAVIOR OF FRP-REINFORCED GLULAM-CONCRETE COMPOSITE BRIDGE GIRDERS” - University of Maine, 1999
- [144] Wolfe, William E., Busby, Henry R. , Taliaferro, Stephen A. “Performance Evaluation of Bridges with Fiber Reinforced Composite Decks” - Ohio State University -2003
- [145] Yulismana, Wahyu “EXPERIMENTAL STUDY OF THE BEHAVIOR OF FIBER REINFORCED POLYMER DECK SYSTEM” - University of Pittsburgh - 2005
- [146] Zhu, Zhenyu , Mirmiran, Amir , Mohsen, Shahawy “PRECAST MODULAR FRP - CONCRETE BRIDGE PIER SYSTEM”
- [147] Zilch, Konrad; Niedermeier, Roland; Finckh, Wolfgang – Beton Kalender “Strengthening of Concrete Structures whit Adhesive Bonded Reinforcement” -2014
- [148] ZOU, YUNYI “FRP REINFORCED CONCRETE AND ITS APPLICATION IN BRIDGE SLAB DESIGN” -2005
- [149] Zorn, Andrew Viccaro “EFFECT OF ADHESIVE STIFFNESS AND CFRP GEOMETRY ON THE BEHAVIOR OF EXTERNALLY BONDED CFRP RETROFIT MEASURES SUBJECT TO FATIGUE LOADS” - University of Pittsburgh – 2004.
- [150] Снимков материал – авторски и архив на “МОСТКОНСУЛТ” – ООД – гр. София.