
НАПРЕГНАТО И ДЕФОРМИРАНО СЪСТОЯНИЕ НА СТОМАНОБЕТОННИ ГРЕДИ, ИЗПЪЛНЕНИ ОТ ПО-НИСЪК КЛАС БЕТОН В СРАВНЕНИЕ С ПРОЕКТНИЯ И УСИЛЕНИ С FRP

Е. Абдулахад¹, Св. Спасов²

Ключови думи: напрегнато и деформирано състояние, усилване за огъване, греди, стоманобетон, нисък клас бетон, въглеродни нишки

Научна област: усилване на стоманобетонни конструкции

РЕЗЮМЕ

В някои случаи при бетонирането на стоманобетонни монолитни конструкции може да се получи така, че бетонът да не отговаря на проектния клас. Причини за това са например неспазване на технологията на бетониране, неотговаряща рецепта на бетона, различни неблагоприятни атмосферни условия и др. Класическият начин за усилване създава затруднения при изпълнението им, затова напоследък се използват по-съвременни системи за усилване. В последните години стоманобетонните конструкции се усилват чрез използване на FRP система. Тази техника се използва широко в строителството и поради това са разработени редица международни стандарти като италианският CNR-DT 200/2004, английският TR55/2001, европейският FIB-14/2001, американският ACI 440.2R/2002, канадският ISIS/20001, японският JSCE/2000 и др.

Целта на тази статия е да сравни напрегнатото и деформирано състояние на шест греди, изпълнени от нисък клас бетон, които след натоварване са усилени с FRP система. Представени са резултати за поведението на гредите преди и след усилването. Въз основа на получените резултати е направена оценка за ефективността на предложените методи за усилване.

1. Въведение

Благоприятните физико-механични свойства на влакнесто армираните полимери (FRP) ги правят в много случаи икономически по-целесъобразни при усилване на стоманобетонни елементи в сравнение с класическите методи (стоманобетонен или стоманен кожух).

¹ Емад Абдулахад, доц. д-р инж., кат. „Масивни конструкции“, УАСГ, бул. „Христо Смирненски“ 1, 1046 София, e-mail: georgosing@gmail.com

² Светослав Спасов, инж. докторант, кат. „Масивни конструкции“, УАСГ, бул. „Христо Смирненски“ 1, 1046 София, e-mail: eng.spasov@abv.bg

Проведени са голям брой експерименти и аналитични изследвания от различни учени относно поведението при огъване на усилен с въглеродни нишки стоманобетонни греди. Формите на разрушение при тези елементи може да се разделят на две основни групи:

А) Когато е налице пълна съвместна работа между бетона и FRP материала, може да възникне някоя от следните форми на разрушение [1]:

- провлачване на армировката с последвало разрушение на бетона;
- провлачване на армировката с последвало разкъсване на усиливащата система от въглеродни нишки;
- разрушаване на натисковата зона на бетона.

В) Когато няма пълна съвместна работа между бетон и FRP, възниква разлепяне и преждевременна форма на разрушение, която може да е причинена от:

- отлепване в закотвяща зона [1];
- отлепване, причинено от нормални пукнатини в области далеч от закотвянето [1];
- отлепване от пукнатини, образувани от срязване [2], [3];
- отлепване, причинено от неравността на бетонната повърхност [4].

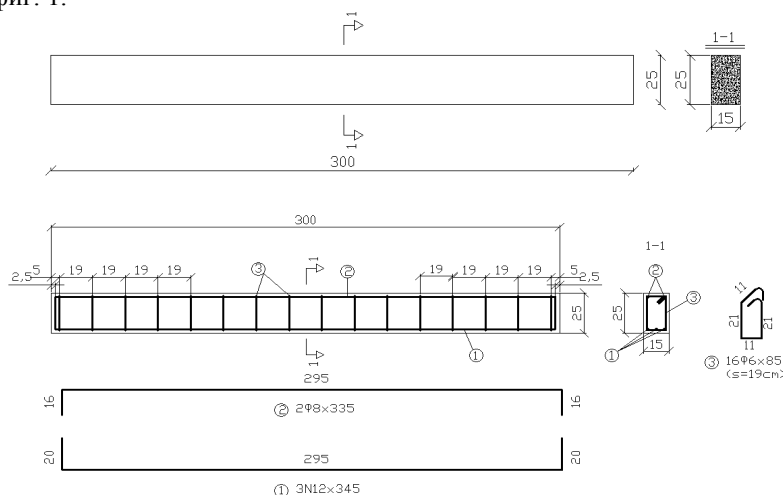
Все още не е изяснен въпросът с ефективността на усиляването на елементи, изпълнени от нисък клас бетон.

В настоящата работа е изследвано поведението на шест стоманобетонни греди, изпълнени от нисък клас бетон, и усилен по различни схеми, целящи повишаване на носимоспособността на огъване на гредата. Статията има за цел да определи по-ефективната схема на усиляване на стоманобетонни греди, изпълнени от нисък клас бетон.

2. Подготовка на образци

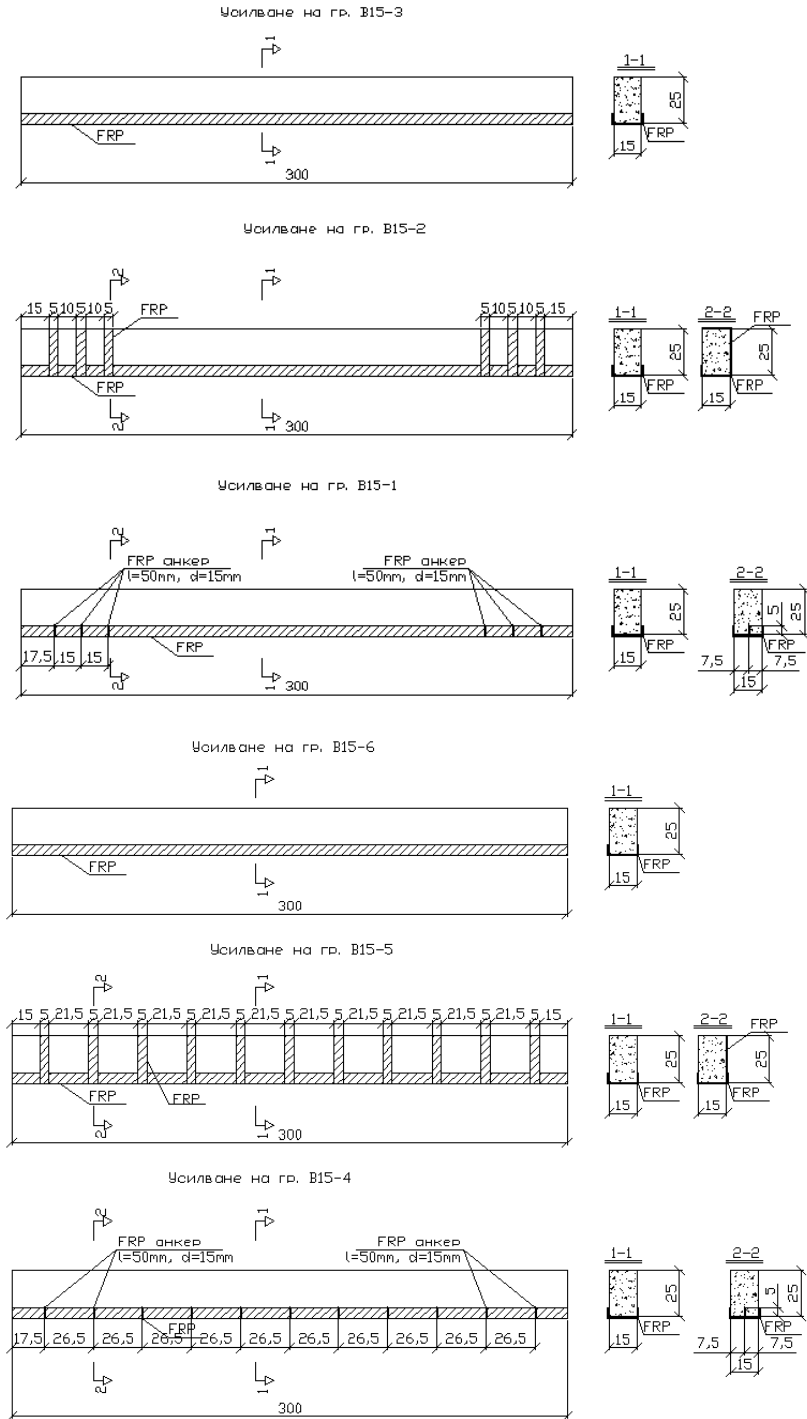
Изработени са шест броя стоманобетонни греди. Използваните материали са бетон клас C12/15 и стомана B420.

Образците са еднакви и са изготвени съгласно кофражния план и армировъчния план на фиг. 1.



Фиг. 1. Кофражен и армировъчен план

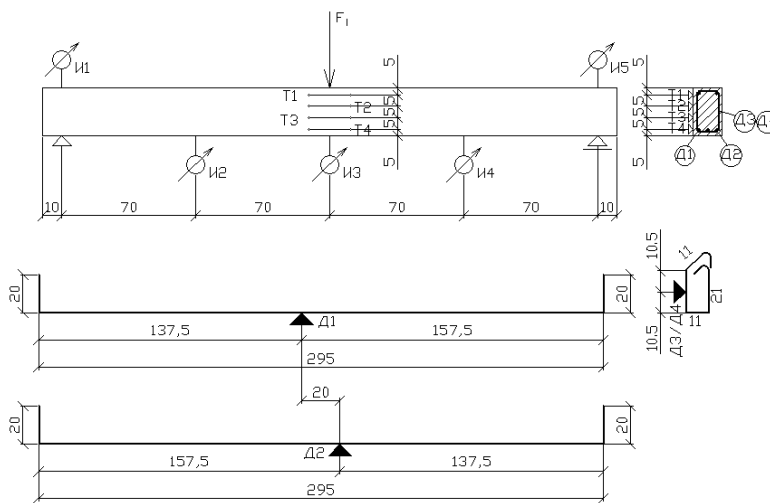
Усилването на опитните образци е изпълнено според схемите, посочени на фиг. 2.



Фиг. 2. Схема на усилване на опитните образци

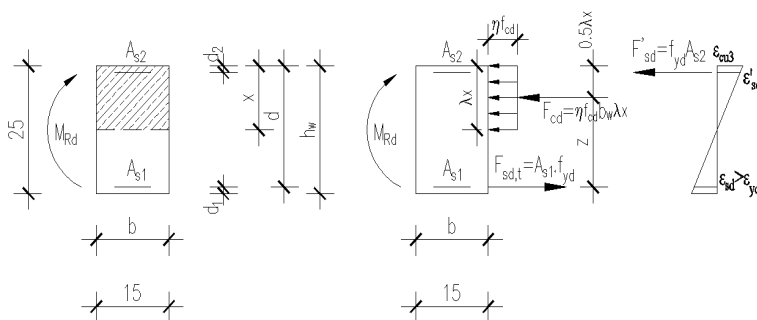
3. Измерителни уреди

Следенето на общите деформации се осъществява посредством механични часовникови индикатори с точност 0,01 mm. Относителните деформации се следят посредством индуктивни датчици с точност 0,001 mm при база 200 mm в средното сечение на гредата. Относителните деформации в долната опънна армировка се следят посредством електросъпротивителни деформоприемници на 20 cm от средата на отвора. Разположени са и електросъпротивителни датчици на третото стреме в двата края на гредата.



Фиг. 3. Разположение на измерителните уреди

4. Определяне на изчислителната носимоспособност на гредата преди усилване



Фиг. 4. Определяне на носещата способност за огъващ момент на правоъгълно напречно сечение

$$x = \frac{f_{yd} A_s}{\eta f_{cd} b_w \lambda} = \frac{36,5 \cdot 3,4}{1,0 \cdot 8 \cdot 15 \cdot 0,8} = 11,94 \text{ cm} > x_{lim} = 0,45d = 0,45 \cdot 21,75 = 9,78 \text{ cm} \quad (1)$$

$$z = d - \frac{\lambda}{2} x_{\text{lim}} = 21,75 - \frac{0,8}{2} 9,78 = 17,84 \text{ cm} \quad (2)$$

$$M_{Rd} = \eta f_{cd} b_w \lambda x z + f_{yd} A'_s (d - d') =$$

$$1,0 \cdot 8,15 \cdot 0,8 \cdot 9,78 \cdot 17,84 + 22,5 \cdot 1,0 \cdot (21,75 - 3,05) = 2096 \text{ kNcm} = 20,9 \text{ kNm} \quad (3)$$

$$\Rightarrow F = 29,86 \text{ kN}.$$

Действителния проектен клас на бетона на гредите е C16/20. Тогава проектната изчислителна носимоспособност на гредата се получава:

$$x = \frac{f_{yd} A_s}{\eta f_{cd} b_w \lambda} = \frac{36,5 \cdot 3,4}{1,1 \cdot 0,7 \cdot 15 \cdot 0,8} = 9,66 \text{ cm} < x_{\text{lim}} = 0,45d = 0,45 \cdot 21,75 = 9,78 \text{ cm}; \quad (4)$$

$$z = d - \frac{\lambda}{2} x = 21,75 - \frac{0,8}{2} 9,66 = 17,89 \text{ cm}; \quad (5)$$

$$M_{Rd} = f_{yd} A_s z = 36,5 \cdot 3,4 \cdot 17,89 = 2220 \text{ kNcm} = 22,2 \text{ kNm} \quad (6)$$

$$\Rightarrow F = 32,57 \text{ kN}.$$

5. Определяне на изчислителната носимоспособност на гредата след усилване

Усилването се осъществява чрез прилагането на външно залепена влакнестоармирана тъкан. Използвани са карбонови влакна под формата на еднопосочно армирана тъкан и двукомпонентна епоксидна смола със следните характеристики:

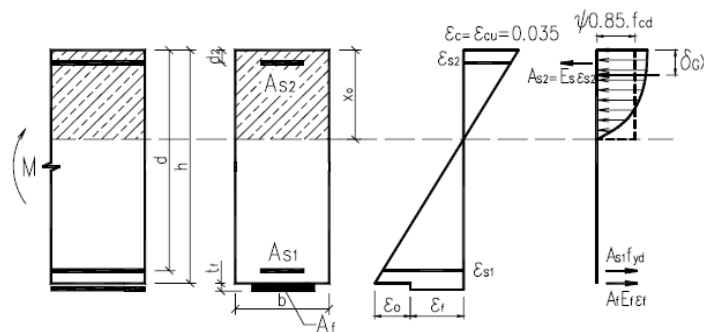
| Карбонови влакна | |
|--|------------------------|
| Якост на опън f_{fib} | 3800 MPa |
| Еластичност E_{fib} | 235 GPa |
| Деформация при скъсване ϵ_{fib} : | 1,5 % |
| Епоксидна смола | |
| Модул на еластичност при натиск | 2600 N/mm ² |
| Якост на опън | 44,6 MPa |
| Удължение до разрушаване | 1,7% |
| Якост на натиск | 90 MPa |
| Якост на огъване | 70 MPa |
| Модул на еластичност | 2500 MPa |
| Адхезия (към бетон) | > 4 N/mm ² |

Преди усилването повърхността се заглажда и изчиства. Ръбовете на гредите се заоблят. Повърхностите, по които се предвижда да се залепят карбоновите нишки, се шпакловат с епоксидна шпакловка със следните характеристики:

| Двуконпонентна епоксидна шпакловка | |
|---|----------------------------|
| Якост на натиск | $\geq 70,0 \text{ N/mm}^2$ |
| Модул на еластичност | 11700 N/mm^2 |

Изчисленията са проведени според методиката, предложена от FIB Buletin 14 [5]. В изчисленията не е отчетена първоначалната деформация на нивото на усилващата система, защото по време на усилването гредите не са натоварени.

– *Определяне на носимоспособността на усилената греда*



Фиг. 5. Определяне на носещата способност за огъващ момент на правоъгълно напречно сечение след усилването

Първо се изчислява височината на натисковата зона x от уравнението

$$0,85\psi f_{cd}bx + A_{s2}E_s\varepsilon_{s2} = A_{s1}f_{yd} + A_fE_{fu}\varepsilon_f; \quad (7)$$

$$0,85 \cdot 0,8 \cdot 0,8 \cdot 15x + 1.20000\varepsilon_{s2} = 3,436,5 + 0,275 \cdot 23500\varepsilon_f$$

$$\Rightarrow x = 11,83 \text{ cm}, \quad \psi = 0,80; \quad (8)$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu} \frac{x - 3,05}{x} = 0,0035 \frac{11,83 - 3,05}{11,83} = 0,0026; \quad (9)$$

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \frac{h - x}{x} - \varepsilon_0 = 0,0035 \frac{25 - 11,83}{11,83} - 0 = 0,038 \rightarrow \varepsilon_f = 0,013. \quad (10)$$

Големината на изчислителния огъващ момент e :

$$M_{RD} = A_{s1}f_{yd}(d - \delta_G x) + A_fE_f\varepsilon_f(h - \delta_G x) + A_{s2}E_s\varepsilon_{s2}(\delta_G x - d_2); \quad (11)$$

$$M_{RD} = 3,436,5(21,75 - 0,4 \cdot 11,83) + 0,275 \cdot 23500 \cdot 0,004(25 - 0,4 \cdot 11,83) + 1.20000 \cdot 0,0026(0,4 \cdot 11,83 - 3,05) = 2694 \text{ kNcm} = 26,94 \text{ kNm} \Rightarrow F = 38,48 \text{ kN};$$

$$\delta_G = 0,4. \quad (12)$$

Трябва да се проверят следните приемания, за да бъдат валидни дадените по-горе уравнения:

– провлачване на стоманата и деформирането на FRP се ограничава от граничната деформация, ε_{fud} :

$$\varepsilon_{s1} = 0,029 \geq \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{36,5}{20000} = 0,0018; \quad (13)$$

$$\varepsilon_f = 0,003 \leq \varepsilon_{fud} = \frac{\varepsilon_{fu}}{\gamma_f} = \frac{0,015}{1,2} = 0,013, \quad (14)$$

където ε_{fud} е изчислителната стойност на ефективната деформация на FRP;

ε_{fu} – гранична деформация на FRP на опън, която зависи от вида на материала;

γ_f – частен коефициент на сигурност;

ψ – преводният коефициент за натисквата зона на бетона.

– *Определяне на закотвящата дължина*

■ с подход 1 и 3

$$l_b = \sqrt{\frac{E_f t_f}{2 f_{ctm}}} = \sqrt{\frac{235000 \cdot 0,11}{2 \cdot 1,6}} = 89,9 \text{ mm}; \quad (15)$$

■ с подход 2

$$l_b = 1,44 \sqrt{\frac{E_f t_f}{\sqrt{f_{ctm} f_{ck}}}} = 1,44 \sqrt{\frac{235000 \cdot 0,11}{\sqrt{1,6 \cdot 12}}} = 110,6 \text{ mm}. \quad (16)$$

– *Определяне на максималната опънна сила в усилващата система*

■ с подход 1 и 3

$$k_b = 1,06 \sqrt{\frac{2 - \frac{250}{b_c}}{1 + \frac{b_f}{400}}} = 1,06 \sqrt{\frac{2 - \frac{250}{150}}{1 + \frac{250}{400}}} = 0,48 \quad \alpha = 0,9; \quad (17)$$

$$N_f = 0,64 \alpha k_b b_f \sqrt{E_f t_f f_{ctm}} = 0,64 \cdot 0,9 \cdot 0,48 \cdot 150 \cdot \sqrt{235000 \cdot 0,11 \cdot 1,6} = 8434 \text{ N}. \quad (18)$$

■ с подход 2

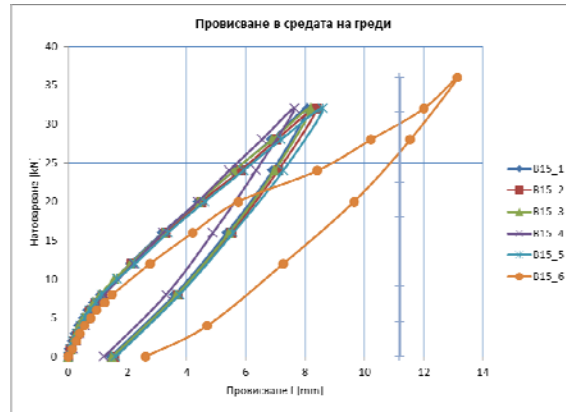
$$N_f = \frac{0,23 b_f t_f}{\gamma_c} \sqrt{\frac{E_f \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}}{t_f}} = \frac{0,23 \cdot 250 \cdot 0,11}{1,5} \sqrt{\frac{235000 \sqrt{12 \cdot 1,6}}{0,11}} = 12901 \text{ N}. \quad (19)$$

6. Резултати от проведеното изпитване

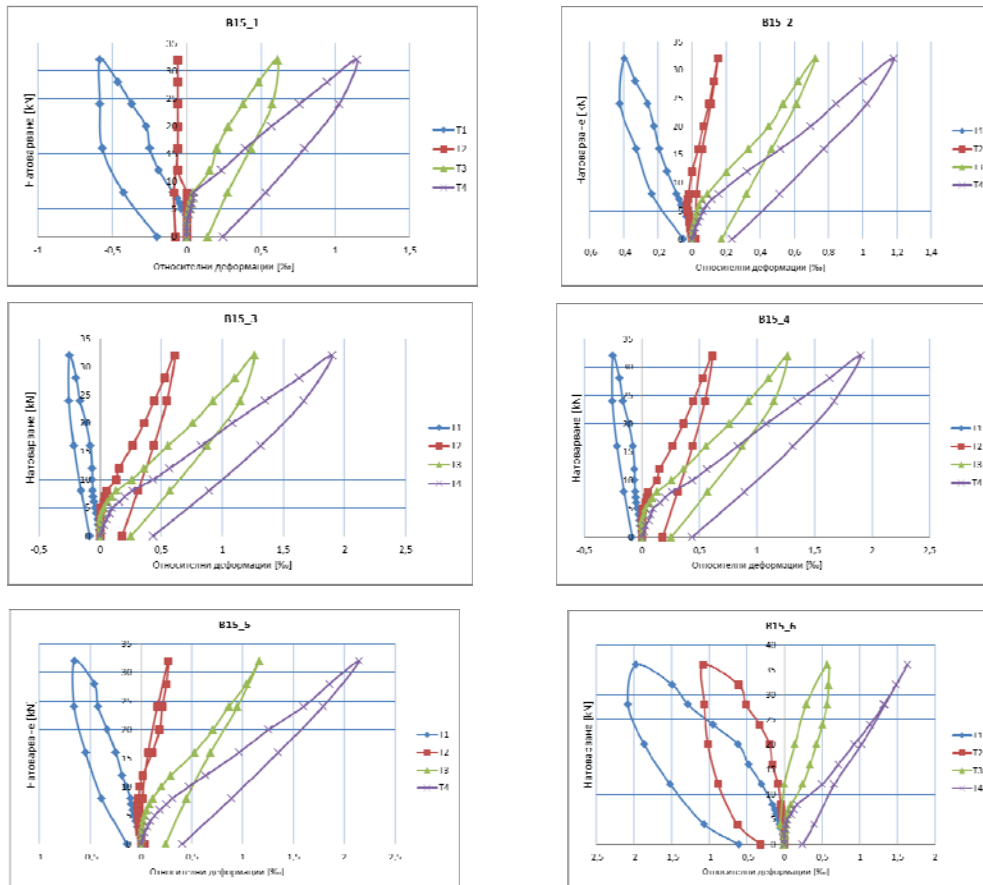
6.1. Поведение на неусилените греди

Натоварването на неусилените греди се реализира стъпаловидно през стъпка от 1 kN до 8 kN и след това със стъпка от 4 kN до 32 kN. Единият опитен образец е

натоварен до признак на разрушение, което се получава при сила от 36 kN. След това гредите са разтоварени до 0 kN през стъпка от 8 kN. Натоварването е статично и реализирано посредством ръчен крик.

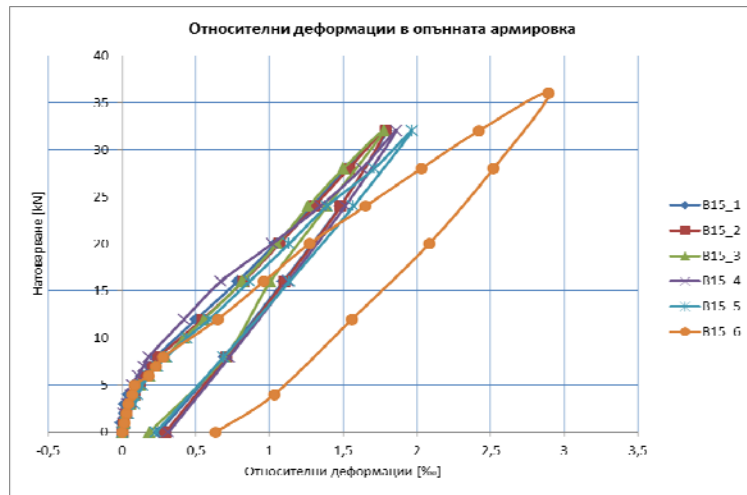


Фиг. 6. Провисване в средата на отвора



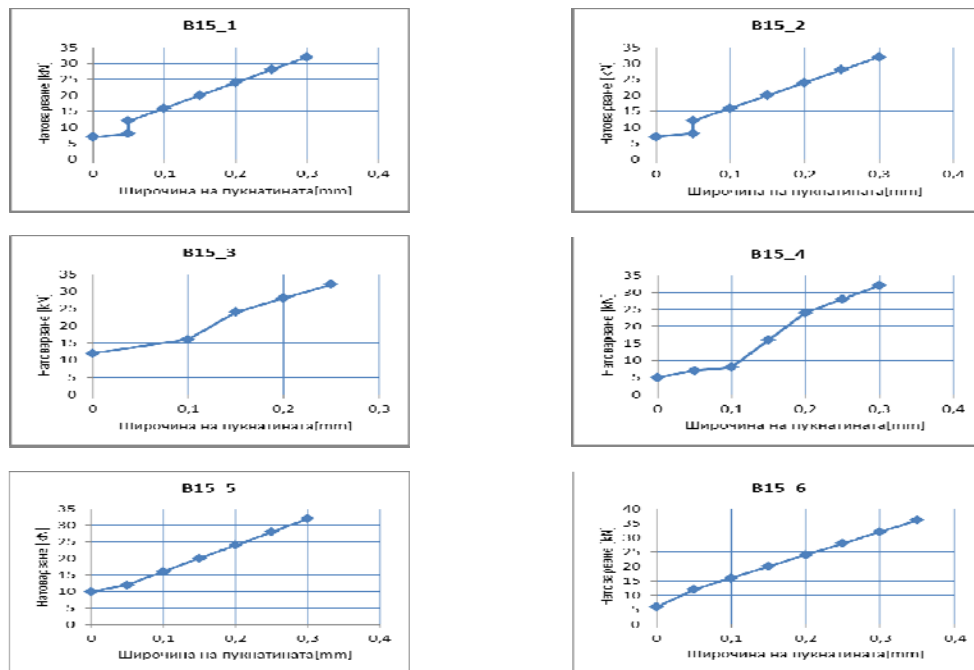
Фиг. 7. Относителни деформации в бетона

От фиг. 6 се вижда че за опитни образци от B15_1 до B15_5 провисването в средата на гредата е по-малко от допустимото за отвора на гредата от 11,2 mm. Греда B15_6 е натоварена до признак за разрушение, а именно провисване от 13,14 mm по-голямо от допустимото. На графиките за относителните деформации в бетона (фиг. 7) се вижда, че относителната деформация в бетона не е по-голяма от 5‰.



Фиг. 8. Относителни деформации в армировката

На фиг. 8 ясно се вижда как се развиват деформациите в армировката, като нелинейният характер на диаграмата се дължи на развитието на пукнатини в гредите.



Фиг. 9. Широчина на нормалните пукнатини

6.2. Поведение на усилените греди

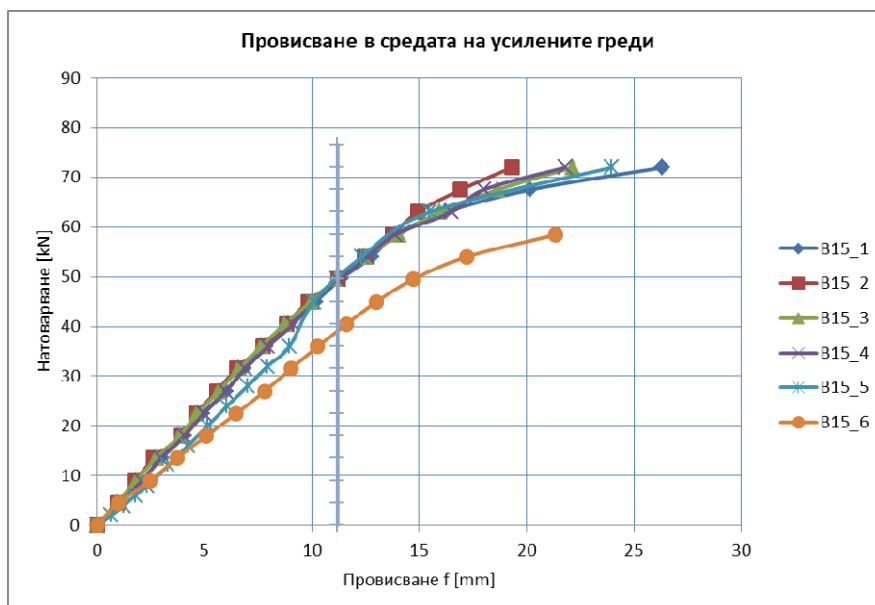
Усилените елементи се характеризират с линейно поведение.

Началото на разрушаване в греди B15_1 до B15_5 настъпва при сила от 54 kN (провисването става по-голямо от граничното и започва провлачване на армировката).

Началото на разрушаване в гредата B15_6 настъпва при сила 40,5 kN (провисването става по-голямо от граничното).

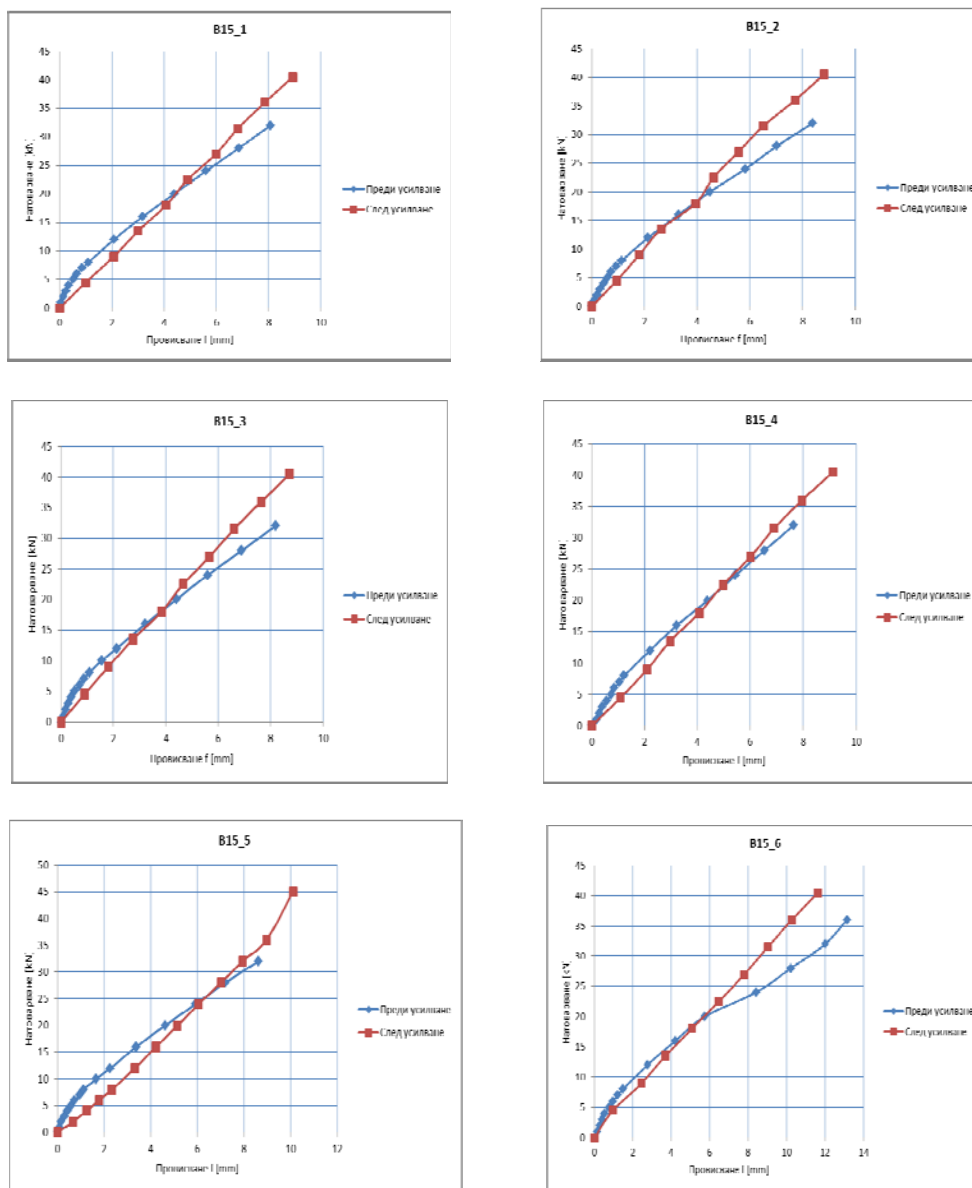
Пълното разрушение на опитните образци настъпва при следните товари:

- За B15_1 при сила 72 kN настъпва частично разлепване на плата и разрушаване на бетона в натисквата зона. При дюбелите не се наблюдават скъсвания, пукнатини и др.
- За B15_2 при сила 72 kN част от усиления плат се разлепва и скъсва в зоната на максималния товар и бетонът се разрушава в натисквата зона. Не се наблюдава разлепване или скъсване на усилящите стремена.
- За B15_3 при сила 67,5 kN част от усиления плат се разлепва поради наклонени пукнатини и бетонът в натисквата зона се разрушава.
- За B15_4 при сила 76,5 kN бетонът в натисквата зона се разрушава. При товар от 81 kN става отлепване на дюбела в средата и скъсване на усиления плат.
- За B15_5 при сила 76,5 kN бетонът в натисквата зона се разрушава. Наблюдава се отлепване на част от усилящите стремена в зоната на концентрираната сила.
- За B15_6 при сила 58,5 kN част от усиления плат се разлепва поради наклонени пукнатини и бетонът в натисквата зона се разрушава.



Фиг. 10. Провисвания в средата на отвора

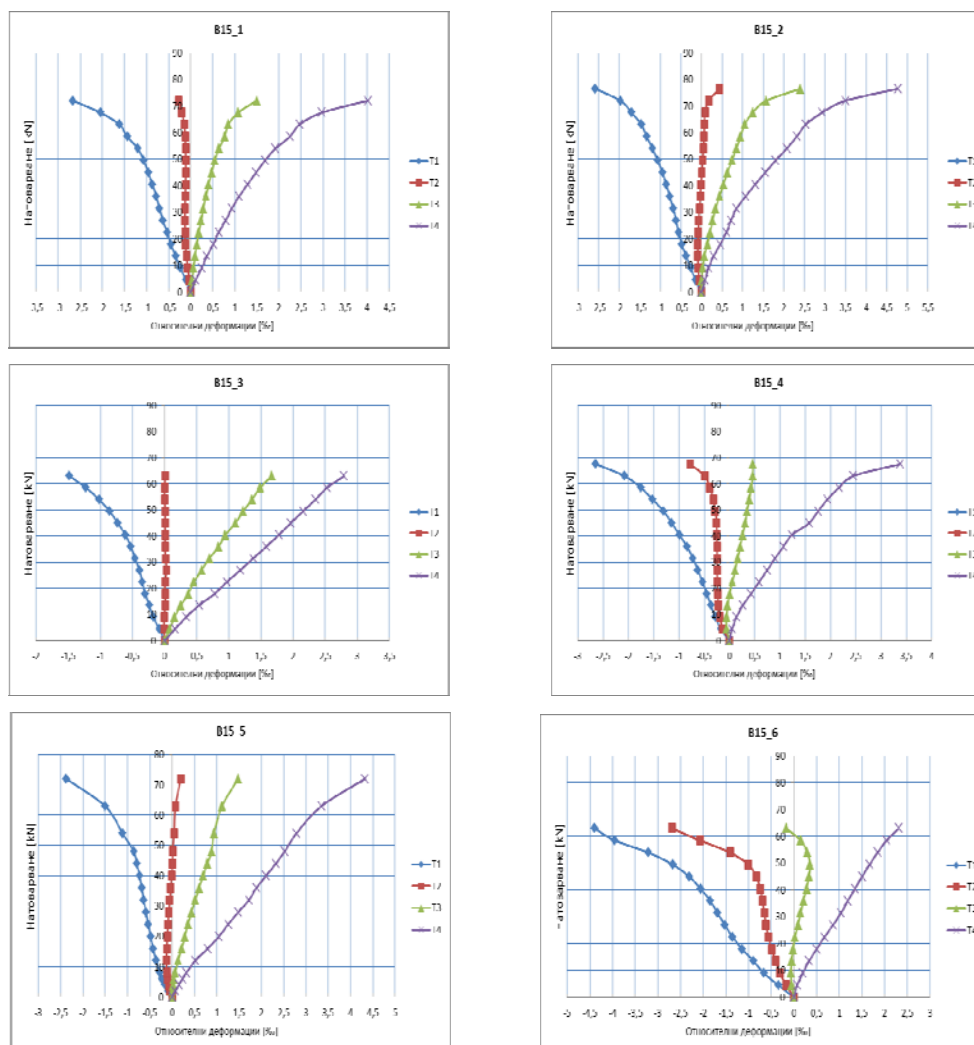
Всички опитни образци се характеризират с линейно поведение при развитието на провисването в средата на отвора, като греда B15_6, която е натоварена до разрушение преди да се усили, се характеризира с по-малка коравина от другите греди.



Фиг. 11. Сравнение на провисването в средата на гредите преди и след усиляване

При сравняването на провисването преди и след усиляване в средата на отвора (фиг. 11) се забелязва следната зависимост – трябва да се разлира определен товар, за да заработи ефективно усиляващата система и провисването в усилената греда да стане по-малко в сравнение с това преди усиляването.

От фиг. 12 се вижда, че усилените опитни елементи имат сходно поведение при всички схеми на усиляване (изключение прави греда B15_6), като относителните деформации в натиснатия ръб на гредата не превишават 3%, което е по-малко от нормираната гранична деформация.

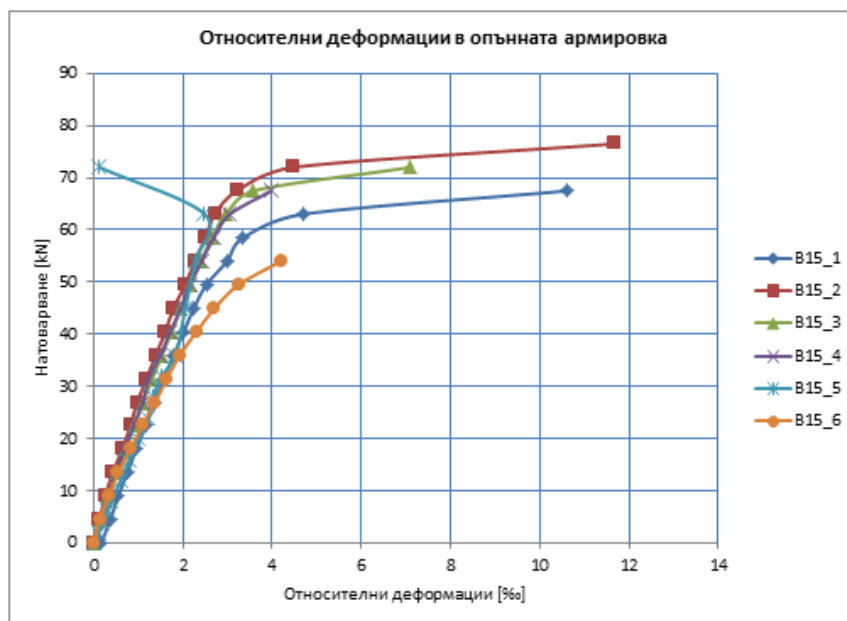


Фиг. 12. Относителни деформации в бетона

Разликата между вида на графиките на относителните деформации в опънатата армировка преди и след усиляване (фиг. 8 и фиг. 13) се дължи на наличието на пукнатини след усиляване. Линеиният вид на графиката се дължи на наличието на усиляващата система. Обратният клон за B15_5 се дължи на скъсване на електросъпротивителния датчик.

7. Изводи

- Усиляващата FRP система успява да увеличи първоначалната носеща способност на изпитваните греди, изпълнени от нисък клас бетон C12/15.
- Усиляващата FRP система увеличава носимоспособността на огъване до стойности, по-големи от проектните на гредата, изпълнена от бетон C16/20.
- Въпреки ниския клас бетон, връзката между бетон и FRP е достатъчна за осигуряване на съвместната работа и увеличаване на носимоспособността на огъване с до 50% за образци, които не са достигнали до стадий на разрушение.



Фиг. 13. Относителни деформации в опънатата армировка в средата на отвора

➤ Носимоспособността на усилен гред с въглеродни нишки, която преди усиляването е била натоварена до признак за разрушение, е с 15% по-ниска в сравнение с гред, ненатоварена до разрушение преди усиляването. Въпреки това усиляващата система от въглеродни нишки успява да възстанови и да увеличи първоначалната носимоспособност и коравина на дефектирала стоманобетонна гред, изпълнена от нисък клас бетон.

➤ Ивиците от FRP под форма на стремена имат значителен принос в подобряване на съвместната работа на усиляващата система и бетона, като силата на пълно разрушаване се увеличава с до 15% в сравнение с опитния образец без напречни ивици.

➤ Ивиците от FRP под форма на стремена освен с приноса си за увеличаване на носимоспособността на срязване, служат и като закотвяне на усиляващата система. Разположението на такива ивици при реализирани концентрирани товари е препоръчително за по-добрата и безотказна работа на усиления елемент.

➤ Дюбели от FRP имат значителен принос в подобряване на съвместната работа на усиляващата система и бетона, като силата на пълно разрушаване се увеличава с до 15% в сравнение с опитния образец без дюбели. Дюбелите служат като закотвяне на усиляващата система.

➤ Ивици от FRP под формата на стремена и дюбели от FRP имат почти еднакъв принос в подобряване на съвместната работа на усиляващата система и бетона, като за направата на дюбелите е необходима много по-малко тъкан от въглеродни нишки.

➤ Усиляващата система от въглеродни нишки за всички изследвани образци започва да действа ефективно след достигане на половината от характеристикния товар или провисване в средата на отвора от около 5 mm.

Приложение – Снимков материал



Разрушение на греда B15_1



Пукнатини в греда B15_1



Разрушение в греда B15_2



Пукнатини в греда B15_2



Разрушение в греда B15_3



Пукнатини греда B15_3



Разрушение на греда B15_4



Пукнатини в греда B15_4



Разрушение в греда В15_5



Пукнатини в греда В15_5



Разрушение в греда В15_6



Пукнатини в греда В15_6

ЛИТЕРАТУРА

1. *Teng, J. G., Chen, J. F., Smith, S. T. and Lam, L.* FRP-Strengthened RC Structures. John Wiley and Sons (2002).
2. *Smith, S. T. and Teng, J. G.* FRP-strengthened RC beams-I: Review of debonding strength models, *Engineering Structures*. 24(4), 385-395 (2002a).
3. *Smith, S. T. and Teng, J. G.* FRP-strengthened RC structures. II: Assessment of debonding strength models, *Engineering Structures*. 24(4), 397-417 (2002b).
4. *Teng, J. G., Lam, L. and Chen, J. F.* Shear strengthening of RC beams using FRP composites. *Progress in Structural Engineering and Materials*. (2004).
5. БДС EN 1992-1-1 – ЕВРОКОД 2: Проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции. Част 1-1: Общи правила и правила за сгради.
6. *CEB FIB bulletin 14* - Externally bonded FRP reinforcement for RC structures.
7. *Паничков, Д.* Обследване и изпитване на строителните конструкции и съоръжения. 2001.
8. *Абдулахад, Е., П. Христов, Д. Паничков.* Напрегнато и деформирано състояние на дефектирала стоманобетонна греда с плочогредово сечение, усилена с карбонови нишки. 2009.
9. *Русев, К.* Стоманобетон НПБСК-ЕС2. 2010.
10. *Оксанович, Л.* ЕС2. Втора група гранични състояния. 2010.
11. *Димов, Д.* Обследване и изпитване на строителни конструкции и мостове. 2010.

Постъпила: април 2015 г.

STRESS AND STRAIN STATE OF REINFORCED CONCRETE BEAMS IMPLEMENTED WITH LOWER CLASS CONCRETE COMPARED TO THE DESIGN AND STRENGTHENED WITH FRP

E. Abdulahad¹, S. Spasov²

Keywords: stress and strain state, bending reinforcement, beams, reinforced concrete, low class concrete, carbon fibers

Research area: strengthening of reinforced concrete structures

ABSTRACT

In some cases concreting of reinforced concrete solid structures can result in concrete not meeting the design class. Reasons for this include, for example, not observing concreting technology, not complying with concrete recipe, different adverse weather conditions, etc. Classic ways for strengthening create difficulties in their implementation, so lately modern systems are used. In recent years, the reinforced concrete structures are strengthened by using the FRP system. This technique is widely used in construction, which is why a number of international standards are developed, such as the Italian CNR-DT 200/2004, English TR55 / 2001, European FIB-14/2001, American ACI 440.2R / 2002, Canadian ISIS / 20001, Japanese JSCE / 2000 and others.

The aim of this paper is to compare the stress and strain state of six beams implemented with low class concrete, which after loading are strengthened with FRP system. The results of the behaviour of the beams before and after strengthening are presented. Based on the results, the effectiveness of the proposed methods for strengthening is estimated.

¹ Emad Abdulahad, Assoc. Prof. Dr. Eng., Dept. "Reinforced Concrete Structures", UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., Sofia 1046, e-mail: georgosing@gmail.com

² Svetoslav Spasov, Eng. PhD student, Dept. "Reinforced Concrete Structures", UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., Sofia 1046, e-mail: eng.spasov@abv.bg