

УДК 691.328:666.982.24

ББК 38.33

X-53

Хишмах Мерват, соискатель Ростовского государственного строительного университета;

Маилян Дмитрий Рафаэлович, доктор технических наук, профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций Ростовского государственного строительного университета;

Польской Петр Петрович, кандидат технических наук, профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций Ростовского государственного строительного университета;

Блягоз Алик Моссович, кандидат технических наук, доцент кафедры строительных и общепрофессиональных дисциплин Майкопского государственного технологического университета, т.: 89184205021, e-mail: alfa-maikop@yandex.ru.

ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ТЯЖЁЛОГО БЕТОНА, АРМИРОВАННЫХ СТЕКЛОПЛАСТИКОВОЙ И СТАЛЬНОЙ АРМАТУРОЙ (рецензирована)

В статье рассматриваются вопросы, связанные с прочностью и деформативностью изгибаемых железобетонных элементов из тяжелого бетона класса В30, в которых стальная арматура полностью или частично заменена на стержневую стеклопластиковую. Установлено, что прочность нормальных сечений таких балок на 13-22 % ниже, а деформативность более чем в 2,5 раза выше по сравнению с обычными железобетонными. При этом существующая расчётная база существенно завышает несущую способность нормальных сечений балок со стеклопластиковой арматурой.

Ключевые слова: бетон, железобетон, сталь, стеклопластик, прочность, деформативность, прогиб, модуль упругости.

Khishmakh Mervat, seeker of FSBEI HPE "Rostov State Construction University";

Mailyan Dmitry Rafaelovich, Doctor of Technical Sciences, professor of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures of FSBEI HPE "Rostov State Construction University";

Polskoy Peter Petrovich, Candidate of Technical Sciences, professor of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures of FSBEI HPE "Rostov State Construction University";

Blyagoz Alec Mossovich, Candidate of Technical Sciences, assistant professor of the department of Construction and General Professional Disciplines of Maikop State Technological University, tel.: 89184205021, e-mail: alfa-maikop@yandex.ru.

DURABILITY AND DEFORMABILITY OF FLEXURAL ELEMENTS OF HEAVY CONCRETE REINFORCED WITH FIBERGLASS AND STEEL BARS (Reviewed)

The article considers questions related to the strength and deformability of flexural concrete elements of heavy concrete of B30 class, in which steel reinforcement is completely or partially replaced by a fiberglass rod. It has been found that the strength of the normal sections of the beams is 13-22% lower, and the deformability of more than 2.5 times higher than of conventional concrete. In this case, the existing calculation base significantly overestimates the bearing capacity of normal cross beams with fiberglass reinforcement.

Keywords: concrete, reinforced concrete, steel, fiberglass, strength, deformability, deflection, modulus of elasticity.

В настоящей статье во исполнение программы [1] приводятся первые результаты исследования по прочности и деформативности опытных образцов, в которых стальная арматура, расположенная в один ряд, заменена на стеклопластиковую или комбинированную. При этом балки, армированные только стальной арматурой, приняты эталонными.

Опытные образцы были изготовлены из тяжелого бетона класса В30 на цементе марки 500 Новороссийского завода «Пролетарий». В качестве крупного заполнителя использовался щебень из плотного известняка фракции 10-25, а мелкого – кварцевый песок. Бетон приготавливался в лабораторной бетономешалке объемом 250 литров, а укладка в металлические формы – с использованием глубинного вибратора. Для контроля качества бетона одновременно с балками изготавливались стандартные кубы с ребром 150 мм. Твердение бетона происходило в естественных условиях в закрытом полуподвальном помещении лаборатории кафедры ЖБК РГСУ при температуре 18-27⁰С. Все опытные образцы (по 3 в каждой из 4-х серий) длиной – 200 см имели одинаковую прямоугольную форму сечения с размерами 125×250 мм. Конструкции опытных балок и схема их испытания приведены на рис. 1.

Балки испытывались в возрасте 10-11 месяцев и загружались двумя сосредоточенными силами, приложенными в третях расчетного пролета балок, равного 160 см. Испытания до разрушения проводились ступенчато-возрастающей нагрузкой интенсивностью 4; 8 и 16 кН. Выдержка на каждом этапе загрузки составляла 7-10 минут, в течении которых дважды снимались показания с приборов. Первый уровень нагрузки прикладывался трижды, затем следовал этап с нагрузкой 8 и далее по 16 кН до уровня, ориентировочно равного 0,8 от предполагаемой величины разрушающей нагрузки – N_{ult} . Далее до разрушения образца интенсивность нагрузки составляла 8 кН. Указанные нагрузки прикладывались через образцовый динамометр с максимальным усилием 500 кН непосредственно на траверсу. Таким образом, величина силы на опорах составляла около 1/20 и 1/10 от величины N_{ult} соответственно до и после образования трещин. Интенсивность нагрузки контролировалась по индикатору часового типа с ценой деления 0,01, установленного на динамометре. Для удобства проведения анализа на каждом этапе загрузки с помощью тензорезисторов с базой 50 и 10 мм замерялись деформации сжатой грани бетона и рабочей арматуры. Датчики наклеивались в зоне чистого изгиба на бетон и на продольные ребра рабочей арматуры. Изменение деформаций фиксировалось при помощи автоматического измерителя деформаций. Замеры прогибов опытных балок выполнялись при помощи индикаторов часового типа с аналогичной ценой деления, которые были расположены по осям опор, осям приложения сосредоточенных нагрузок и в середине пролета. Отсчеты с индикаторов, так же как и с тензорезисторов, снимались на каждом этапе дважды-разу после загрузки и после выдержки под нагрузкой. Все отсчеты и характер поведения балок под нагрузкой заносились в журнал испытаний.

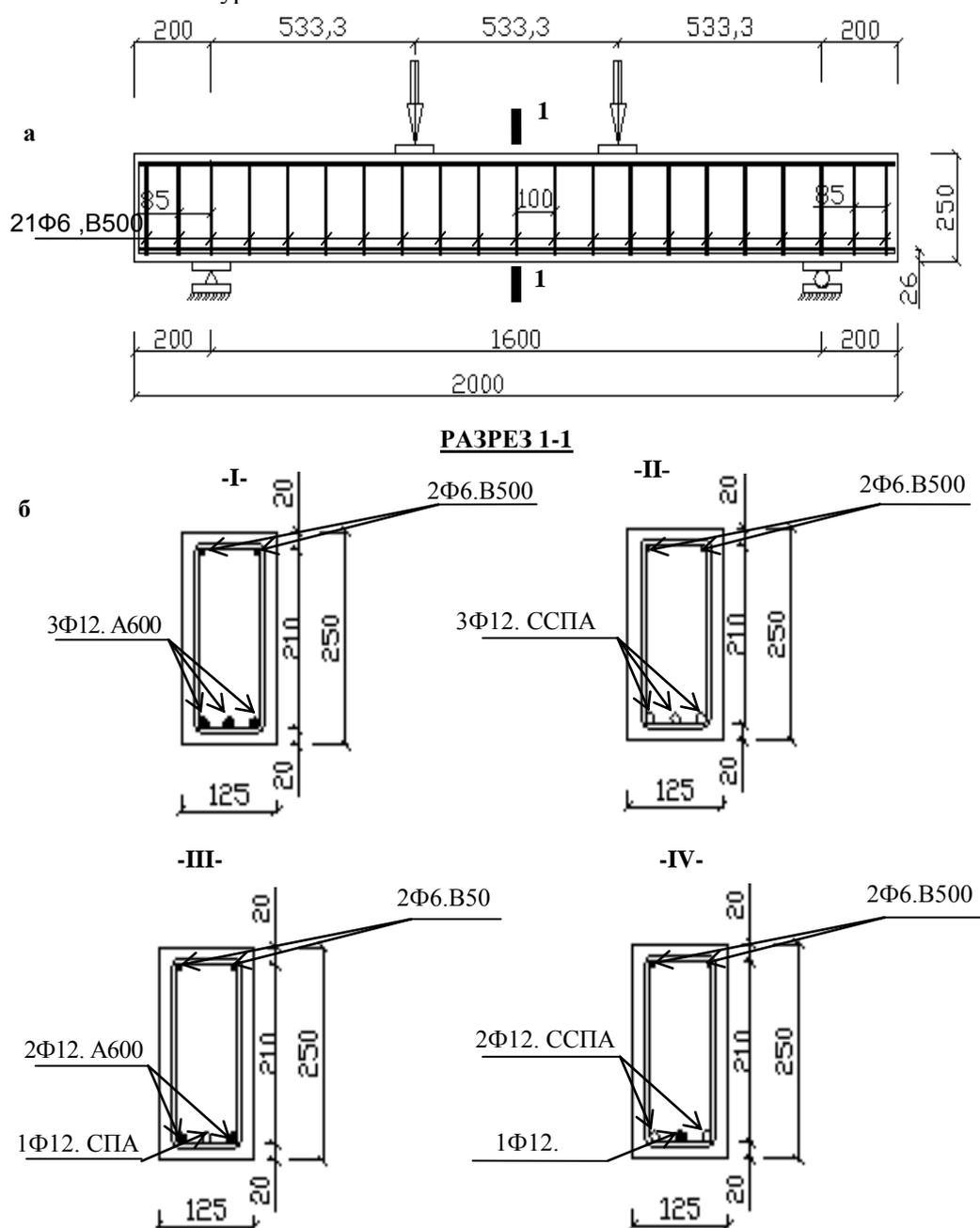


Рис. 1. Схема испытания и армирования опытных образцов:
 а - продольный разрез опытных балок, б - поперечные сечения опытных образцов по сериям I, II, III, IV

Примечание: Стержневая стеклопластиковая арматура условно названа ССПА. По западной терминологии сокращенное её название GFRP.

Проведенные испытания показали, что все опытные балки разрушились по нормальным сечениям по первому случаю разрушения. Началом разрушения балок I и III серии послужило достижение во всей стальной растянутой арматуре своих предельных деформаций, а балок II и III серий, у которых стальная арматура отсутствовала, либо составляла одну треть от ее суммарной площади, явились чрезмерные прогибы опытных образцов, значительно превышающие деформации эталонных балок.

Характер изменения относительных деформаций сжатого бетона и рабочей арматуры по показаниям тензорезисторов так же находился в зависимости от вида рабочей арматуры. Средние по трем образцам значения относительных деформаций в крайних сжатых волокнах бетона, на этапе предшествующем разрушению, превысили их среднее нормируемое значение и составили для железобетонных балок $\varepsilon_b = 2,21 \cdot 10^{-3}$, а для балок со стеклопластиковой арматурой – $2,52 \cdot 10^{-3}$ или на 14% больше. В балках, где стальная арматура замещена на 1/3 и 2/3, относительные деформации составили соответственно $(2,28$ и $2,72) \cdot 10^{-3}$, что на 3 и 23 % выше, чем для эталонных балок.

Относительные деформации в растянутой арматуре по сериям I, III и IV составили $\varepsilon_s = (3,41; 3,05$ и $3,28) \cdot 10^{-3}$, а для композитной арматуры по сериям II, III и IV – $\varepsilon_s = (5,14; 4,8$ и $5,36) \cdot 10^{-3}$ соответственно.

Результаты проведенных испытаний балок по прочности, их первичная обработка и сопоставление приведены на гистограммах, рис. 2 и в табл. 1.

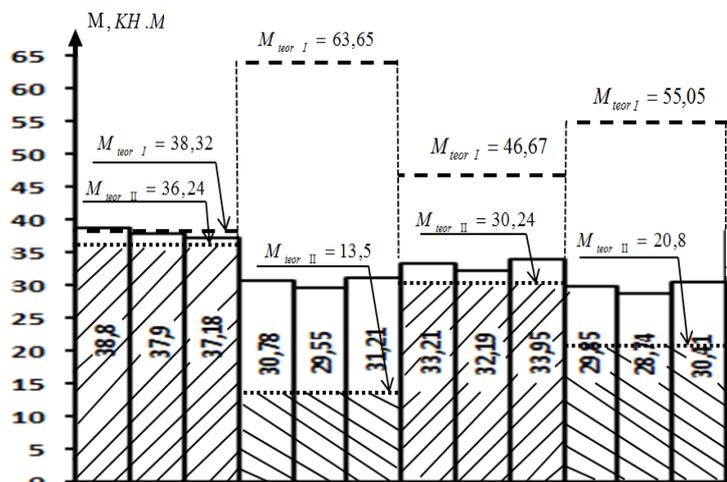


Рис. 2. Результаты испытания опытных балок, армированных стальной, стеклопластиковой и комбинированной арматурой

Примечание: Символом $M_{теор I}$ - обозначает несущая способность балок при расчёте по первой, табл.1, а $M_{теор II}$ - по второй группе предельных состоянии.

Прямое сопоставление опытных данных (столбец 9 в табл. 1) показывает, что вид рабочей арматуры существенно влияет на несущую способность нормальных сечений. Предельная прочность балок армированных стеклопластиковой арматурой, которая в наших опытах в два раза прочнее стальной, в среднем на 20% ниже по сравнению с эталонными железобетонными балками.

Шифр балок	B _S -1	B _S -2	B _S -3	B _г -1	B _г -2	B _г -3	B _{hg} -1	B _{hg} -2	B _{hg} -3	B _{hg} -1	B _{hg} -2	B _{hg} -3
Серия опытных образцов	I			II			III			IV		
Прочность бетона R_{bn} Мпа	22,8			24,1			20,9			22,0		
Армирование	3φ12A600			3φ12ССПА 1200			2φ12A600 1φ12 ССПА 1200			1φ12A600 2φ12 ССПА 1200		
Норматив. сопрот., Мпа	$R_{Sn} = 600$			$R_{fn}^g = 1200$			$R_{Sn} = 600$ $R_{fn}^g = 1200$			$R_{Sn} = 600$ $R_{fn}^g = 1200$		

Таблица 1 - Сопоставление средней опытной и теоретической прочности балок, армированных стальной, стеклопластиковой и комбинированной арматурой

Серия балок	Обозначение балок в серии	Класс бетона В, Мпа	Площадь арматуры, см ²			Разрушающее усилие, КН.М.		Отношение средних значений	
			Сталь A _S	Композит A _f ^г	Превед. A _{S,red}	Опытное среднее M _{exp}	Теоретич. M _{теор}	$\frac{\bar{M}_{exp}}{\bar{M}_{теор}}$	$\frac{\bar{M}_{exp}}{\bar{M}_{теор}}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
I	B _s	31,2	3,39	-	3,39	38,0	38,32	1	0,991
II	B _г	32,8	-	3,39	6,78	30,5	63,65	0,803	0,479
III	B _{hg-1}	28,4	2,26	1,13	4,52	33,12	46,67	0,872	0,71
IV	B _{hg-2}	29,8	1,13	2,26	5,65	29,67	55,05	0,781	0,539

Примечание: Приведенная площадь арматуры в комплексных сечениях определялось из выражения $A_{S,red} = A_S + A_f^g (R_f^g / R_s)$

Несущая способность балок, имеющих комбинированное армирование, зависит от процента стального армирования. Балки, имеющие один или два композитных стержня, показали предельную прочность соответственно на 13 и 22% ниже. Однако без учета предельно допустимых нормами прогибов балок, сопоставление предельных значений прочности не совсем корректно, т.к. модуль упругости для стеклопластиковой арматуры в 3,64 раза ниже, чем у стали.

Исследование деформативных свойств опытных образцов проводилось (как и их прочность) на основе прямого сопоставления прогибов балок, имеющих композитную арматуру, с эталонными образцами из железобетона. Первоначальная обработка результатов эксперимента выполнена по журналам испытания, на основе которых были построены графики зависимости прогибов балок от величины приложенной нагрузки N_i на каждом этапе загрузки. На рис. 3 представлены средние значения прогибов балок по каждой серии образцов.

Н КН

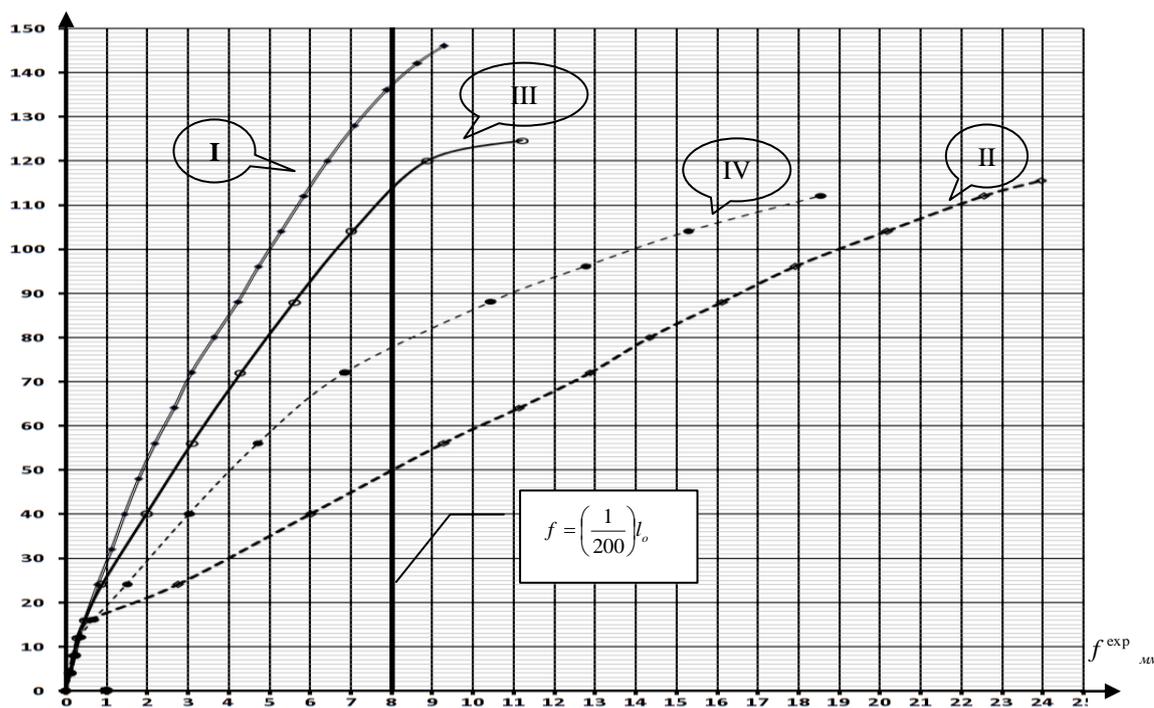


Рис. 3. Средние значения прогибов балок со стальной (серия I), стеклопластиковой (серия II) и комбинированной (серии III и IV) арматурой

Из рис. 3 видно, что деформации балок, имеющих стеклопластиковую арматуру, резко увеличиваются после появления нормальных трещин. Уровень их дальнейшего приращения зависит от процента замещения стальной арматуры на композитную. При 100% замене стальной арматуры на стеклопластиковую, прогибы композитно армированных балок на этапах, предшествующих разрушающему, в среднем в 2,5 раза превышает деформации эталонных образцов. Данный факт свидетельствует, что 20% снижение предельной несущей способности балок, имеющих стеклопластиковую арматуру, не является определяющим фактором при окончательной оценке несущей способности балок с исследуемой композитной арматурой.

Для получения более достоверных данных о влиянии стеклопластиковой арматуры на прогибы опытных образцов, дополнительно был выполнен анализ их деформативности при

различных уровнях нагрузки, составляющих 0,3;0,6 и 0,8 от разрушающей. Для этой цели на основе построенных графиков зависимости приращения прогибов на каждом этапе загрузки, были определены деформации балок при указанных уровнях нагрузки, средние значение которых приведены в табл. 2.

Таблица 2 - Изменение средних прогибов опытных балок армированных стальной, стеклопластиковой и комбинированной арматурой при различных уровнях нагрузки

Серия образцов	Обозначение балок в серии	Класс бетона, МПа.	Опытные средние значения прогибов балок по сериям f^{exp} , (мм) при уровнях нагрузки, N_i / N_{ult}			Сопоставление средних значений прогибов балок с композитной арматурой с прогибами эталонных образцов при отношении \bar{N}_i / N_{ult}		
			0,3	0,6	0,8	0,3	0,6	0,8
1	2	3	4	5	6	7	8	9
I	B _s	31,2	1,84	4,35	6,36	1	1	1
II	B _g	32,8	5,1	12,24	17,1	2,77	2,81	2,69
III	B _{hg-1}	28,4	1,91	4,6	6,76	1,04	1,06	1,063
IV	B _{hg-2}	29,8	2,75	6,05	10,75	1,49	1,39	1,69

Примечание: Символами N_i обозначена нагрузка, передаваемая непосредственно на траверсу через образцовый динамометр на разных этапах загрузки; N_{ult} - аналогичная нагрузка в момент разрушения балок.

Из указанной таблицы видно, что образцы, у которых в сечении расположено более 30% площади композитной арматуры, имеют во всем диапазоне нагрузок значительно большие по сравнению с эталонными балками прогибы.

Наиболее показательны деформации опытных образцов, где стальная арматура полностью заменена на композитную. Для этих конструкций при эксплуатационных уровнях нагрузки прогибы увеличиваются в 2,7-2,8 раза. Из этого следует, что при предельно допустимом относительном прогибе для обычных балок, равном 1/200 от величины пролета, (в нашем случае это прогиб равный 8 мм) несущая способность опытных балок с использованием стеклопластиковой арматуры снижается с 36,24 кН.м до 13,5 кН.м или в 2,68 раза (см. заштрихованную часть гистограмм на рис. 2). Таким образом, на несущую способность балок гораздо большее влияние оказывает не прочность композитной арматуры, а ее модуль упругости. Следовательно, это должно существенным образом отразиться и на надежности существующего расчетного аппарата.

Для проверки данного предположения в столбцах 8 и 10 табл. 1 приведены соответственно теоретическая прочность нормальных сечений опытных образцов – $M_{теор}$ и отношение экспериментальной прочности к ее расчетной, (по действующим нормам) величине – $\bar{M}_{exp} / M_{теор}$. Комплексно армированные балки рассчитывались с использованием приведенного значения площади рабочей арматуры.

Сопоставление опытной и теоретической прочности нормальных сечений балок показывает, что эталонные балки дали практически 100% совпадение результатов. Образцы, где использовалась только стеклопластиковая арматура, показали завышение теоретической прочности в 1,66 раза. Комплексно армированные балки показали завышение расчетной прочности на 21,8% при замещении одного стального стержня и 43,7% – двух стержней. При учете повышенной деформативности балок с композитной арматурой указанное несоответствие будет еще больше увеличиваться.

На основе прямого сопоставления прочности и деформативности опытных образцов при различном сочетании стального и композитного армирования можно сделать следующие **выводы:**

1. Армирование балок из тяжелого бетона класса В30 стеклопластиковой арматурой, которая по сравнению со сталью в два раза прочнее, но имеет в 3,64 раза меньший модуль упругости, приводит к снижению несущей способности нормальных сечений изгибаемых элементов.

2. Несущая способность балок с комбинированным армированием снижается при постепенном замещении стальной арматуры на стеклопластиковую. Однако, при содержании стальной арматуры менее 30% комбинированное армирование становится менее эффективным по прочности по сравнению с полным композитным армированием.

3. Существующий расчетный аппарат требует серьезной корректировки, т.к. завышает теоретическую прочность нормальных сечений пропорционально проценту замещения стальной арматуры на стеклопластиковую. При полном отсутствии стальной арматуры расчетная прочность превышает экспериментальную в 1,66 раза.

4. Прогибы опытных образцов при замене стальной арматуры на композитную, более чем в 2,5 раза превышает прогибы эталонных железобетонных балок во всем диапазоне нагрузок.

5. Деформации балок с комбинированным армированием находится в прямой зависимости от процента композитной арматуры. Стеклопластиковая арматура сечением менее 1/3 от общей ее

площади, незначительно влияет на приращение прогибов. При росте процента композитного армирования прогибы балок резко увеличиваются.

6. Доминирующим фактором при определении несущей способности нормальных сечений балок является не прочность стеклопластиковой арматуры, а более низкий, чем у стали модуль упругости, что должно найти отражение при расчете композитно-армированных балок по второй группе предельных состояний.

Литература:

1. Польской П.П., Маилян Д.Р. Композитные материалы – как основа эффективности в строительстве и реконструкции зданий и сооружений // Инженерный вестник Дона [электрон. науч. журн.]. 2012. №4. URL: <http://www.ivdon.ru/magazine/issue/106?page=3>

References:

1. *Polskoy P.P., Mailyan D.R. Composite materials as the basis of performance in construction and reconstruction of buildings and structures // Engineering Journal of Don, № 4. URL: <http://www.ivdon.ru/magazine/issue/106?page=3>*