

УДК 624.012.4

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ИЗГИБАЕМЫХ БЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С КОМБИНИРОВАННЫМ АРМИРОВАНИЕМ СТАЛЬНЫМИ И СТЕКЛОПЛАСТИКОВЫМИ СТЕРЖНЯМИ

д-р техн. наук, проф. В.В. ТУР, В.В. МАЛЫХА
(Брестский государственный технический университет)

Демонстрируются результаты экспериментальных исследований изгибаемых бетонных элементов с комбинированным армированием стальными и стеклопластиковыми стержнями. Обоснована замена стальной арматуры стеклопластиковыми стержнями как с технической, так и с экономической точек зрения. Учитывая особенности работы элементов с комбинированным армированием, модель сопротивления следует строить на блочной модели сечений, рассматривающей работу армирующих элементов на участках между трещинами.

Введение. В последние годы в строительной науке и практике активно развивается направление, связанное с применением в бетонных конструктивных элементах армированных полимерных композитов (англ. *fiber reinforced polymer composite – FRPC*), выполняющих функцию рабочих стержней. Классификация и свойства, а также область применения такого армирования подробно рассмотрены в работах [2; 3].

Следует отметить, что в силу ряда особенностей арматуры из полимерных композитов (в частности, низкие значения модуля упругости, сопоставимые с модулем упругости бетона; различия в значениях коэффициента температурного линейного расширения и коэффициента поперечных деформаций в продольном и поперечном направлениях; длительные деформации и т.д.) ее применение в изгибаемых элементах ограничено. Это связывают главным образом со сложностями обеспечения требований эксплуатационной пригодности для армированных бетонных конструктивных элементов (ограничение прогибов, ширины раскрытия трещин). Кроме того, разрушение бетонных элементов, армированных только стержнями из полимерных композитов, является, как правило, хрупким, сопровождающимся раздавливанием бетона сжатой зоны сечения. При этом стержни из армированных полимерных композитов практически всегда не достигают предельных деформаций, и их высокие прочностные характеристики оказываются недоиспользованными.

Для исключения хрупкой формы разрушения, как это требует ТКП EN 1990 [9], дополнительно вводятся ограничения, например, повышенные значения частных коэффициентов при определении расчетных сопротивлений арматуры из полимерного композита (согласно [2] значение частного коэффициента γ_p , вводимого для определения расчетного сопротивления, составляет 1,5). При этом с учетом развития длительных деформаций в соответствии с [2] вводится ограничение напряжений в растянутой арматуре из полимерного композита при работе бетонного элемента в эксплуатационной стадии ($\sigma_p \leq 0,3 f_p$). Данное ограничение вызывает серьезные сомнения, связанные с использованием, в частности, стеклопластиковой арматуры в предварительно напряженных конструкциях. Расчетные модели, применяемые для проверок предельных состояний несущей способности и эксплуатационной пригодности, предложенные в руководствах [2; 3], базируются в основном на зависимостях, внесенных в ТКП EN 1992-1-1 [10] или ACI 318 [11] и относящихся к проектированию традиционных железобетонных конструкций.

Улучшить эксплуатационные свойства таких конструкций и их поведение в предельной стадии представляется возможным, на наш взгляд, при рациональном сочетании в одном конструктивном решении стальной и стеклопластиковой арматуры. Необходимо отметить, что для проектирования таких конструкций следует разработать соответствующие модели сопротивления.

Учитывая особенности работы элементов с комбинированным армированием, существенно различающимся в первую очередь характеристиками деформативности, модель сопротивления следует строить, очевидно, не на традиционной модели сечений, а на блочной модели, рассматривающей работу армирующих элементов на участках между трещинами. Основные положения этой модели применительно к элементам с комбинированным армированием представлены в ранее опубликованной работе [1].

Следует отметить, что частичная замена стальной арматуры стеклопластиковыми стержнями является, на наш взгляд, обоснованной не только техническими, но и экономическими соображениями. Как показывает предварительный анализ, при сложившемся уровне цен на стальную и стеклопластиковую арматуру экономия в стоимостном выражении может составлять от 11 до 18 % без снижения эксплуатационных характеристик конструкции.

1. Экспериментальные исследования изгибаемых элементов с комбинированным армированием

Выполнены специальные исследования бетонных балок, имевших комбинированное армирование стальными и стеклопластиковыми стержнями. Схема испытаний опытных балок и общий вид рычажной

установки для испытания балок представлены на рисунках 1 и 2. Программа испытаний (табл. 1) была составлена таким образом, что принятое суммарное количество армирования, оцениваемое так называемым механическим индексом армирования ω ($\omega = \frac{f_{yk} \cdot \rho_l + f_{pk} \cdot \rho_p}{f_{cm}}$), обеспечивало достижение примерно равного значения предельного момента при прогнозируемом разрушении балок по сечениям, нормальным к продольной оси испытываемого элемента, при так называемом разрушении по растянутой зоне сечения.

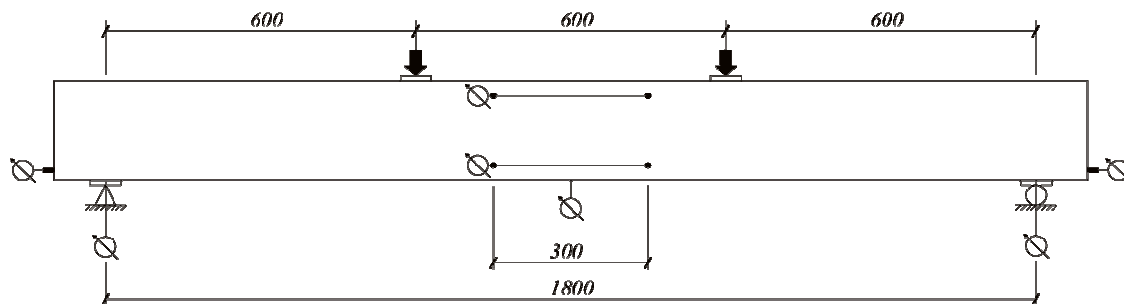


Рис. 1. Схема испытаний опытных балок



Рис. 2. Общий вид рычажной установки для испытания балок

Таблица 1

Краткая программа испытаний

Се- рия	Обозна- чение балок	Размеры поперечного сечения, мм	Средняя проч- ность бетона при сжатии $f_{сж}$ МПа ²⁾	Армирование					
				количество	площадь, мм ²		коэффициент армирования, %		
					A_{st}	A_p	ρ_{st}	ρ_p	ω
I	I-Б1(т) ¹⁾	120×190	37,6	2Ø12S500	226,2	—	0,99	—	19,8
	I-Б2(т)			2Ø10S500 + Ø8АСП	157,1	50,3	0,69	0,22	22,6
	I-Б3(т)			2Ø8S500 + Ø10АСП	100,5	78,5	0,44	0,34	22,6
	I-Б4(т)			2Ø6S500 + Ø12АСП	56,5	113,1	0,25	0,50	24,8
	I-Б5(т)			2Ø4S500 + 2Ø10АСП	25,1	157,1	0,11	0,69	29,8
II	II-Б2		29,2	2Ø10S500 + Ø8АСП	157,1	50,3	0,69	0,22	22,6
	II-Б3			2Ø8S500 + Ø10АСП	100,5	78,5	0,44	0,34	22,6
	II-Б4			2Ø6S500 + Ø12АСП	56,5	113,1	0,25	0,50	24,8
	II-Б5			2Ø4S500 + 2Ø10АСП	25,1	157,1	0,11	0,69	29,8
<i>Примечания:</i> ¹⁾ индекс (т) означает, что данные балки изготовлены с применением тепловлажностной обработки; ²⁾ средняя прочность бетона при сжатии определена при испытании образцов-кубов.									

Опытные образцы-балки имели прямоугольную форму поперечного сечения $b \times h = 120 \times 190$ мм; пролет балок составлял 1800 мм.

Конструкция и особенности армирования балок показаны на рисунках 3, 4.

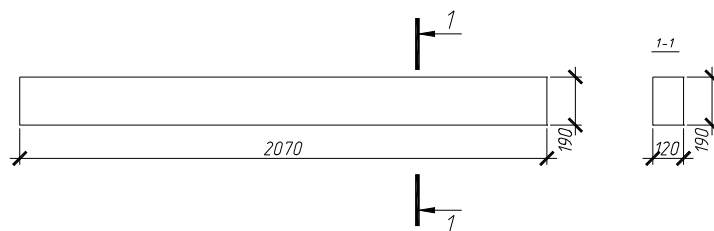


Рис. 3. Геометрические размеры балок

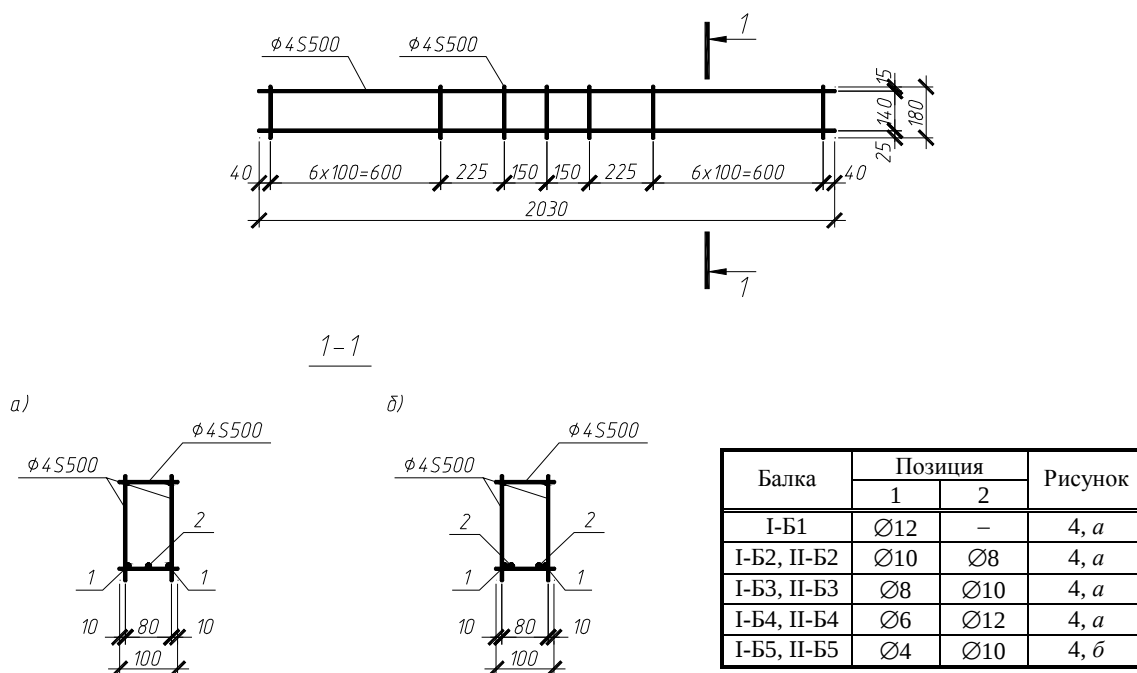


Рис. 4. Каркасы для армирования балок

Испытания балок производили сосредоточенными силами, приложенными в 1/3 пролета. В балках-аналогах I-B1 к моменту разрушения, как видно из графика, показанного на рисунке 5, относительные деформации растянутой стальной арматуры превысили относительные деформации, соответствующие достижению предела текучести $\epsilon_{sy} = 2,5 \%$, и составляли к моменту разрушения $\epsilon_{s,exp} \approx 9,8 \%$, а относительные деформации сжатого бетона (на уровне измерительной мессуры) составляли $\epsilon_{cu} \approx 3,5 \%$.

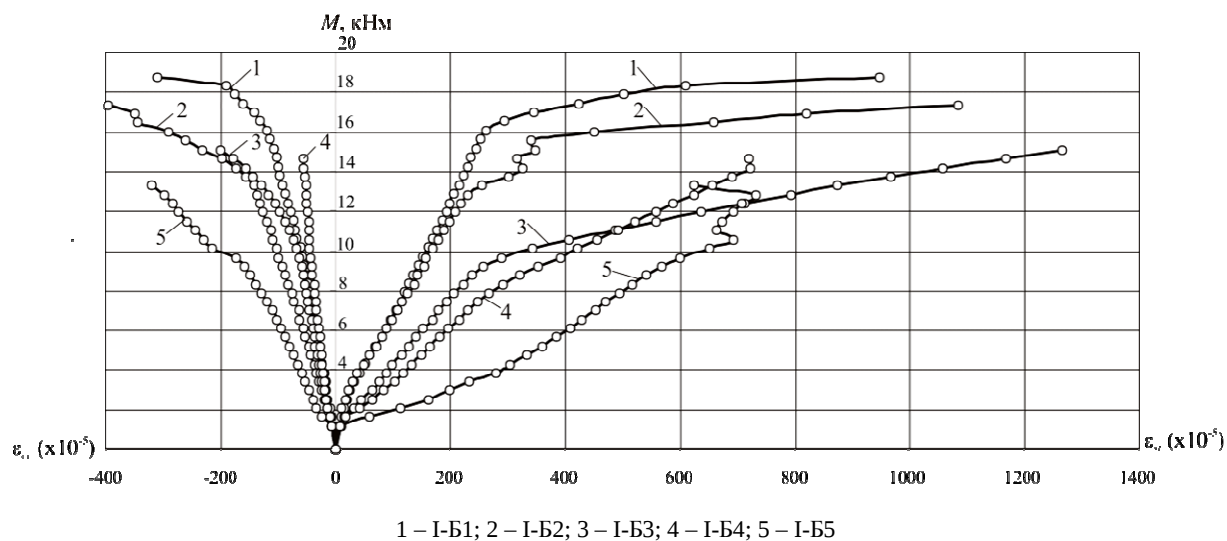


Рис. 5. Зависимости «момент – относительные деформации»

На графиках, показанных на рисунке 6, довольно четко выделяется ветвь пластического деформирования, реализуемая после достижения предела текучести в стальной арматуре.

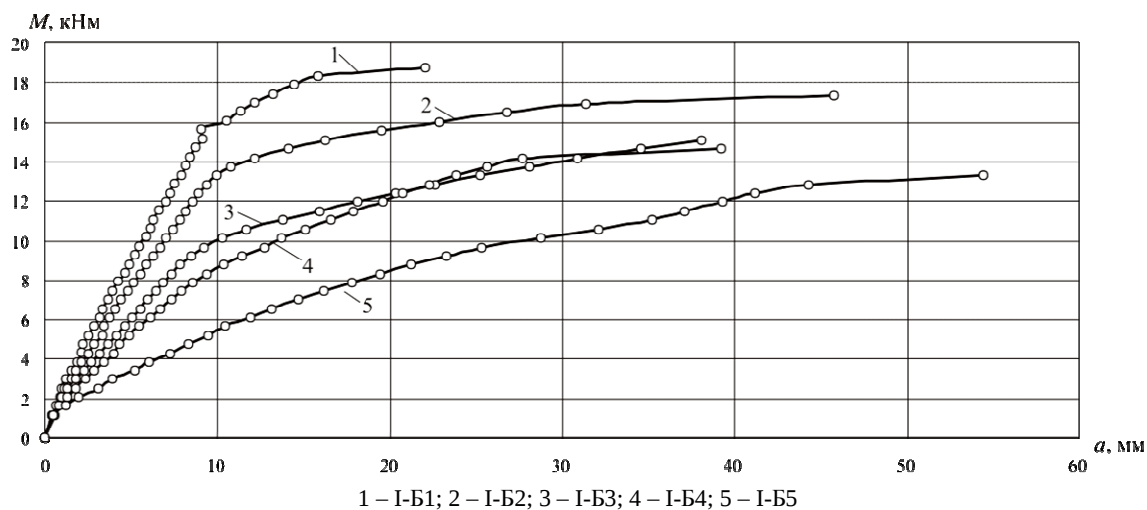


Рис. 6. Зависимости «момент – прогиб»

Значение коэффициента пластичности, характеризующего отношение предельного прогиба к прогибу, соответствующему началу текучести стальной арматуры, $\eta = a_u/a_y$, составило $\eta = 2,44$ (табл. 2).

Таблица 2

Результаты испытаний опытных балок

Серия	Балка	Параметры трещинообразования			Прогибы, мм				M_{Ru} , кН·м
		M_{crc} , кН·м	w_{max} , мм	w_m , мм	$a_{0,6}$	a_y	a_u	$\eta = a_u/a_y$	
I	I-B1	6,53	0,20	0,17	6,47	9,05	22,05	2,44	18,76
	I-B2	4,27	0,25	0,20	7,42	9,93	45,76	4,61	17,35
	I-B3	2,05	0,75	0,63	8,19	8,51	38,06	4,47	15,05
	I-B4	2,05	0,70	0,62	10,40	7,90	39,23	4,97	14,60
	I-B5	1,60	1,00	0,79	17,81	6,09	54,42	8,94	13,25

w_{max} , w_m – соответственно максимальная и средняя ширина раскрытия трещин при уровне нагружения $M / M_{Ru} = 0,6$; $a_{0,6}$, a_y , a_u – соответственно значение прогибов в середине пролета при уровнях нагрузки: 0,6 от предельной; отвечающей началу текучести стальной арматуры и равной предельной; M_{crc} , M_{Ru} – момент появления трещин и предельный момент.

Близкое по характеру поведение при разрушении показали балки I-B2 и II-B2 с комбинированным армированием ($2\varnothing 10 S500 + \varnothing 8 АСП$, $\omega = 0,226$). Разрушение балок происходило при достижении текучести в стальной арматуре и последующем раздавливании бетона сжатой зоны сечения. При этом следует обратить внимание на обстоятельство, что при достаточно близком значении предельного момента ($M_{Ru} = 17,35$ кН·м) балки I-B2 и II-B2 имели более протяженную ветвь пластического деформирования (рис. 7).

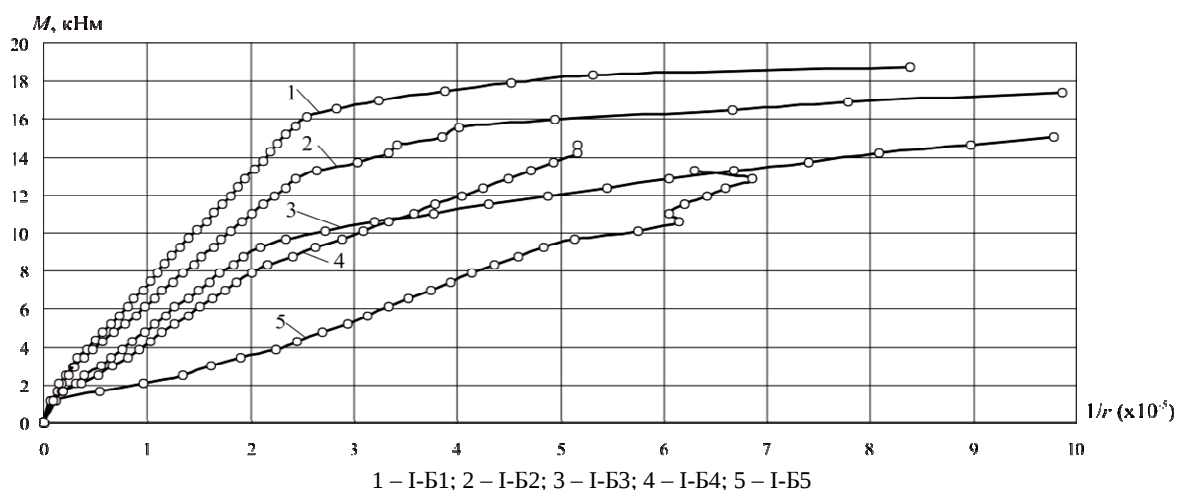


Рис. 7. Зависимости «момент – кривизна»

Так, величина предельного прогиба балок I-B2 при разрушении более чем в 2 раза превышала прогиб балки-аналога I-B1 (значение коэффициента пластического деформирования $\eta = 4,61$, см. табл. 2).

Относительные деформации растянутой арматуры к моменту разрушения балки I-B2 составляли $\epsilon_{s,exp} \approx 11\%$, а сжатого бетона $\epsilon_{cu} \approx 4\%$. При этом, как следует из графиков, показанных на рисунке 8, основную долю растягивающего усилия воспринимала стальная арматура ($F_s = 78$ кН), в то время как усилие в стеклопластиковой арматуре составило 26 % от предельного значения.

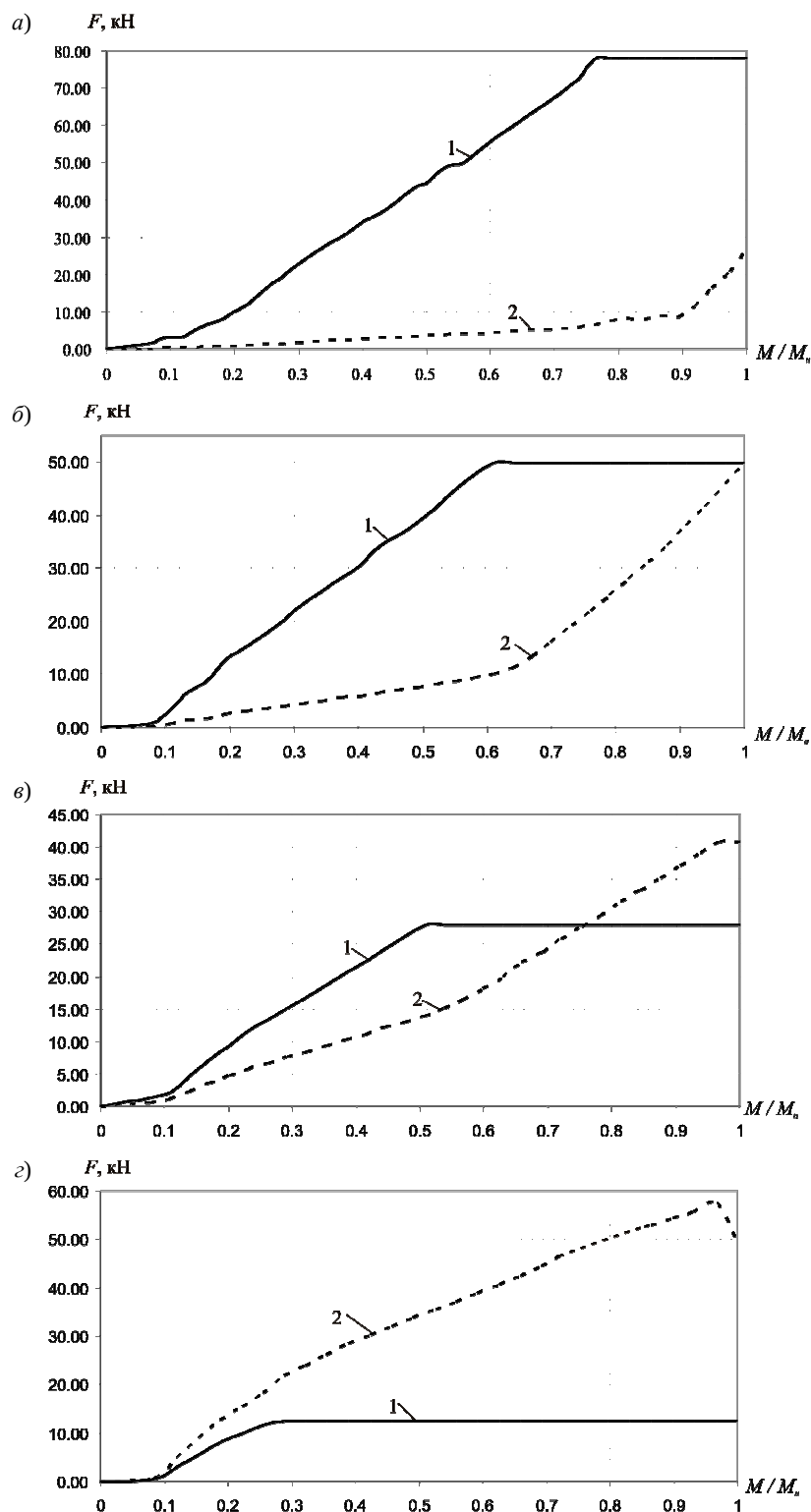


Рис. 8. Изменение усилий в растянутых стержнях из стальной (1) и стеклопластиковой (2) арматуры:
а – I-B2; б – I-B3; в – I-B4; г – I-B5

Испытания балок I-B3 (2Ø8 S500 + Ø10 АСП) и I-B4 (2Ø6 S500 + Ø12 АСП) показали, что они имели несколько меньший предельный момент ($M_{Ru} = 15,05$ кН·м) по сравнению с контрольной балкой, но достаточный потенциал пластического деформирования. Так, для балок I-B3 предельная деформация стальной арматуры перед разрушением составляла около $\varepsilon_{su,exp} = 12$ ‰, а для балки I-B4 – $\varepsilon_{su,exp} = 9$ ‰.

Анализ графиков (см. рис. 8), иллюстрирующих перераспределение растягивающего усилия между стальными и стеклопластиковыми стержнями, показал, что стержни стеклопластиковой арматуры начинают активно воспринимать растягивающее усилие после достижения стальной арматурой текучести. Усилие в стеклопластиковой арматуре возрастает практически линейно при дальнейшем увеличении нагрузки. При этом стеклопластиковая арматура, сопротивляющаяся практически упруго, оказывает «поддерживающий» эффект для стальной арматуры, что в глобальном выражении повышает пластическую деформативность изгибаемого элемента в целом. Этот эффект можно отчетливо наблюдать для балок I-B5 (2Ø4 S500+2Ø10 АСП, $\omega = 0,298$), где основное армирование было выполнено из стеклопластиковых стержней.

Как видно из графика, показанного на рисунке 8, текучесть в стальной арматуре достигалась при сравнительно невысоком уровне усилий ($M / M_{Ru} \approx 0,3$). После достижения текучести в стальной арматуре усилие в стеклопластиковой арматуре возрастало практически линейно. В балке I-B3 к моменту разрушения в стеклопластиковой и стальной арматуре были достигнуты практически равные усилия (см. рис. 8), в то время как в балке I-B4 растягивающее усилие в стеклопластиковой арматуре на 45 % превысило усилие в стальной арматуре. В балке II-B3 было достигнуто разрушение с разрывом стеклопластикового стержня (рис. 9). За исключением балки I-B2, работа которой под нагрузкой практически мало отличалась от базового образца-балки I-B1, во всех балках при уровне нагрузки $M / M_u \approx 0,6$, что близко соответствует уровню эксплуатационного нагружения, в стальной арматуре достигалась текучесть.



Рис. 9. Разрыв стеклопластикового стержня при испытании балки II-B3

На графиках, показывающих зависимости « $M - a$ » и « $M - 1/r$ » (см. рис. 6, 7), это иллюстрируется резким изменением угла наклона графика к горизонтальной оси (изменение изгибной жесткости). Как видно из картины трещинообразования (рис. 10), этот переход сопровождался резким раскрытием трещин и возрастанием прогибов (см. табл. 2).

Анализ диаграммы (рис. 11), представляющей соотношение значений средней и максимальной ширины раскрытия трещин при уровне нагружения $M / M_u = 0,6$, свидетельствует, что практически все балки, имевшие комбинированное армирование, за исключением балки I-B2, показали ширину раскрытия трещин выше предельно допустимого значения, установленного по действующим нормам ($w_{lim} = 0,3$ мм). Для балок I-B3 и I-B4 это объясняется тем обстоятельством, что при анализируемом уровне нагружения в стальной арматуре относительные деформации уже достигали предела текучести. Вместе с тем по сравнению с балкой-аналогом I-B5, имевшей главным образом стеклопластиковую арматуру, в балках I-B3 и I-B4 максимальная ширина раскрытия трещин оказалась на 24...26 % меньше при аналогичном уровне нагрузки.

В общем случае выполненный анализ позволяет сделать следующий предварительный вывод: для выполнения требований эксплуатационной пригодности в элементах с комбинированным армированием соотношение между площадями (коэффициентами армирования) стальной и стеклопластиковой арматуры следует устанавливать таким образом, чтобы при эксплуатационном уровне нагрузок относительные деформации стальной арматуры не превышали предела упругой работы ε_{se} , а напряжения в стеклопластиковой арматуре не превышали $0,3f_{pk}$ (f_{pk} – характеристическая прочность стеклопластиковой арматуры). Здесь следует отметить, что ограничение $0,3f_{pk}$ принято с учетом рекомендаций [2] и длительного сопротивления армированных полимерных композитов согласно [4].

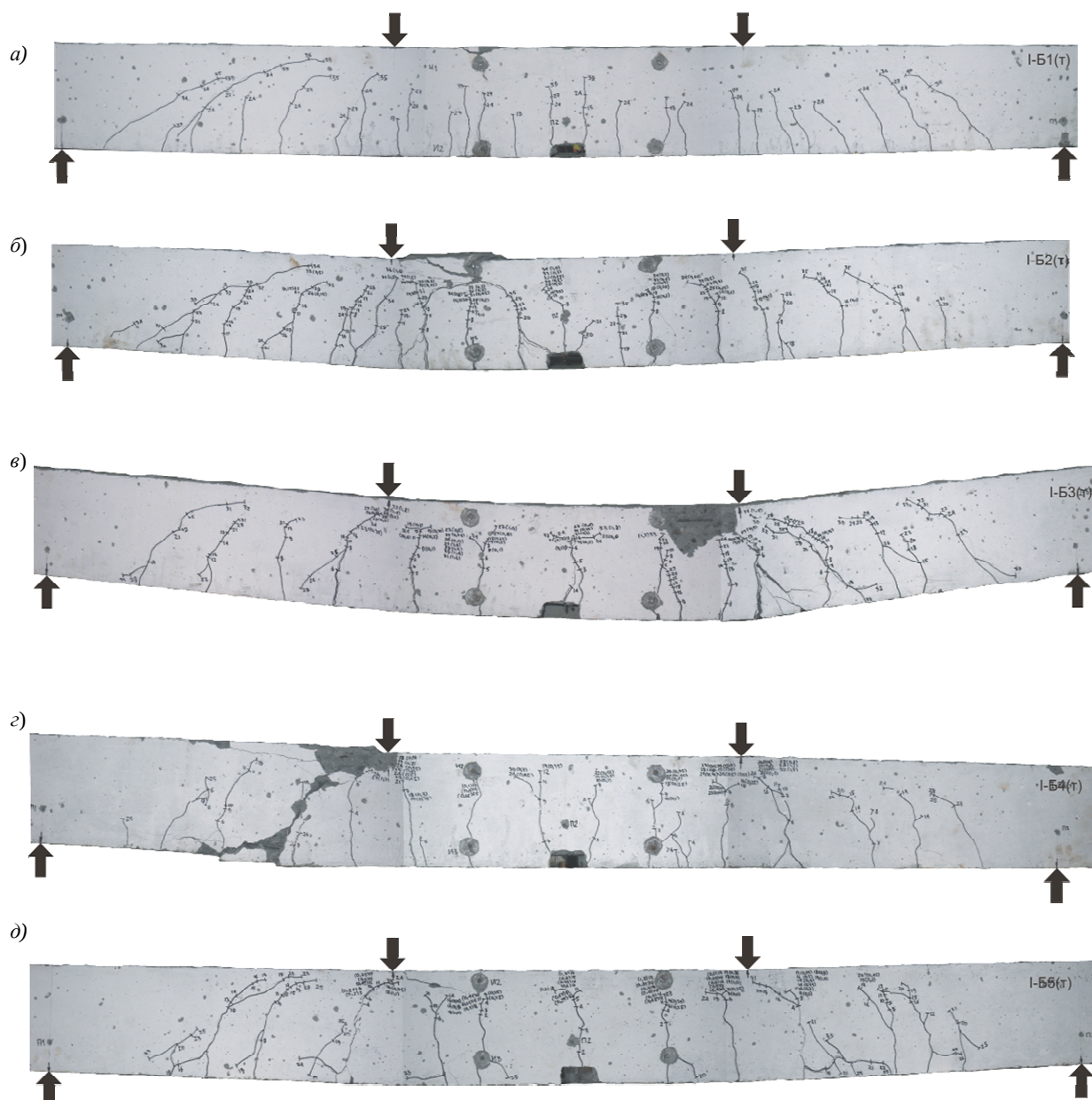


Рис. 10. Картина трещинообразования и разрушения образцов-балок:
а – I-B1; б – I-B2; в – I-B3; г – I-B4; д – I-B5;

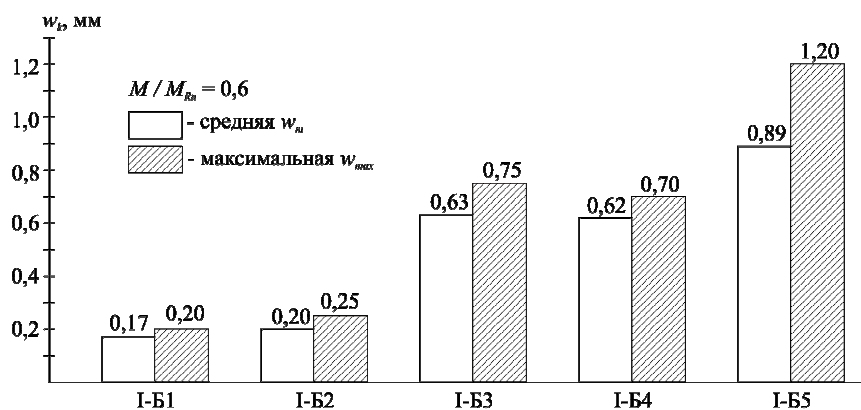


Рис. 11. Опытные значения средней и максимальной ширины раскрытия трещин в балках при уровне нагружения $M / M_{Rk} = 0,6$

Закключение. Проведенные экспериментальные исследования позволяют сделать следующие *выводы*:

1) применение комбинированного армирования изгибаемых балочных элементов, включающего сочетание стальных и стеклопластиковых стержней (армированных полимерных композитов), позволило получить пластическую форму разрушения опытных образцов, в отличие от практически линейно-упругой (хрупкой) формы разрушения эталонных балок, армированных только стеклопластиковой арматурой. При этом ветвь пластического деформирования для элементов с армированием стальными стержнями и минимальным количеством стеклопластиковой арматуры оказалась почти в 2 раза более протяженной, чем для балок, армированных эквивалентным (по предельному усилию) количеством стальной арматуры. Это следует связывать, очевидно, с «поддерживающим» эффектом даже небольшого количества стеклопластиковой арматуры, работающей в упругой стадии, и может оказаться довольно полезным с точки зрения рационального перераспределения усилий в статически неопределимых балках;

2) для выполнения требований эксплуатационной пригодности в элементах с комбинированным армированием соотношение стальной и стеклопластиковой арматуры следует назначать таким образом, чтобы относительные деформации стальной арматуры при действии эксплуатационных нагрузок находились в упругой области ($\epsilon_s \leq \epsilon_{se}$), а напряжения в стеклопластиковой арматуре не превышали $0,3f_{pk}$.

ЛИТЕРАТУРА

1. Тур, В.В. Сопротивление изгибаемых железобетонных элементов с комбинированным армированием стеклопластиковыми и стальными стержнями / В.В. Тур, В.В. Малыха // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди: зб. наукових праць. – Рівне, 2012. – Вип. 24. – С. 271 – 281.
2. FRP Reinforcement for reinforced concrete structures: **fib** 2005, Task Group 9.3 (Fiber-Reinforced Polymer) Reinforcement for Concrete Structures, Lausanne, Switzerland, 2005. – 173 p.
3. Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars: ACI 440.1R-03, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA, 2003 – 81 p.
4. Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber Reinforced Polymer Bars – CNR – DT 203/206, Rome, June 2007 – 35 p.
5. Mantredi, G. A refined R.C. beams elements including bond-slip relationships for the analysis of continuous beams / G. Mantredi, M. Pecce // Computer and Structures, Vol. 69, Issue 1. – 1998. – October. – P. 53 – 62.
6. Kisicek, T. Stress and strain distribution in concrete beams reinforced with FRP Bars – FRP RCS-9 / T. Kisicek, Z. Soric, J. Galic. – Sydney, Australia. – 2009. – July. – P. 73 – 82.
7. ModelCode 2010.
8. Арматура стеклопластиковая. Технические условия: СТБ 1103-98.
9. Basis of Structural Design. European Standard. CEN: EN 1990:2004.
10. Concrete Structures. General Rules and Rules for Buildings. European Standard. CEN: EN 1992-1-1.
11. ACI 318. Design of concrete structures. ACI-2003.

Поступила 14.06.2013

EXPERIMENTAL RESEARCH OF BENDABLE CONCRETE ELEMENTS WITH COMBINED REINFORCEMENT BY STEEL AND GLASS-PLASTIC BARS

V. TUR, V. MALYHA

The results of experimental research of bendable concrete elements with combined reinforcement by steel and glass-plastic bars are demonstrated. Taking into account the peculiarities of the work of elements with combined reinforcement, the model of resistance should be built in terms of a block model of sections, considering the work of reinforcing elements in the areas between cracks. Replacement of steel reinforcement by glass-plastic bars is grounded from the technical as well as economic points of view.