

Трещиностойкость приопорных зон двутавровых балок с поперечным армированием из базальтокомпозитной арматуры

С.В. Усанов, М.М. Тамов

Кубанский государственный технологический университет

Аннотация: В статье представлены результаты экспериментальных исследований трещиностойкости наклонных сечений двутавровых балок с базальтокомпозитным поперечным армированием. Образцы имели одинаковые геометрические характеристики и отличались друг от друга углом наклона поперечной арматуры, процентом поперечного армирования и относительным пролетом среза. Проанализировано влияние варьируемых параметров на нагрузку образования наклонных трещин и ширину их раскрытия. В большинстве случаев ширина раскрытия наклонных трещин не превышает допустимые значения, установленные нормами разных стран. Исключения составили в основном образцы с наименьшим процентом поперечного армирования.

Ключевые слова: трещиностойкость, двутавровые балки, поперечное армирование, наклонные сечения, пролет среза, базальтокомпозитная арматура, наклонные трещины.

Композитная полимерная арматура (АКП) начала впервые применяться в СССР и за рубежом для армирования конструкций, эксплуатируемых в условиях воздействия агрессивных сред, более 50 лет назад [1]. Некоторое время арматура не была востребована из-за длительного и дорогостоящего процесса ее производства. Сейчас интерес к ней возрастает [2-4], прогнозируется дальнейшее увеличение объемов применения АКП в строительной индустрии [5, 6]. В США, например, по данным американского института железобетона в настоящее время доля рынка АКП составляет около 20% от всего объема армирующих материалов [1].

Стержни АКП состоят непрерывных высокопрочных армирующих волокон (ровинга) и полимерного связующего (матрицы), обеспечивающей совместную работу волокон. К достоинствам АКП можно отнести коррозионную стойкость, небольшой удельный вес, высокую прочность на растяжение, немагнитные свойства и др. Недостатками являются низкий модуль упругости, анизотропность и отсутствие площадки текучести [1, 6].

Использование АКП в качестве поперечного армирования вместо традиционной стальной арматуры в железобетонных изгибаемых элементах оказывает влияние на напряженно-деформированное состояние наклонных сечений. Пониженный модуль упругости АКП приводит к увеличению ширины раскрытия наклонных трещин. Следствием этого являются уменьшение сил зацепления вдоль наклонной трещины и изменение величины усилий в поперечной арматуре [7]. При этом известно, что в железобетонных балках величина сил зацепления достаточно велика и составляет 33-50% сопротивления срезу бетона над наклонной трещиной. На характер работы наклонных сечений, армированных поперечной АКП, влияют также её анизотропность, высокая прочность на растяжение и отсутствие площадки текучести.

В основе методик норм разных стран для расчета на действие поперечной силы конструкций, армированных АКП, лежат аналогичные методики расчета железобетонных конструкций. При этом в большинстве случаев нормы не содержат методик расчета конструкций по образованию и раскрытию наклонных трещин, устанавливая только предельно допустимую ширину раскрытия.

В нормах Американского института бетона для конструкций, армированных поперечной АКП [8], чрезмерная ширина раскрытия наклонных трещин исключается ограничением максимальных допустимых напряжений в поперечной арматуре уровнем $E \cdot \varepsilon_{f,lim}$ (здесь E – модуль упругости АКП, $\varepsilon_{f,lim}=0,004$ – ее максимальные относительные деформации). Аналогичное положение содержится в нормах проектирования железобетонных конструкций [9].

В связи с отсутствием как ранее, так и в настоящее время в ACI 440 прямого ограничения ширины раскрытия наклонных трещин, исследователи (например, в [10]) в качестве такого ограничения принимают

предельную ширину раскрытия нормальных трещин (около 0,5 мм). Это выше предельно допустимого значения в железобетонных элементах, равного 0,33 мм [9]. Для конструкций с АКП более высокое значение предельной ширины раскрытия трещин объясняется её высокой коррозионной стойкостью и назначается лишь из эстетических соображений [11]. Шехата и др. в своей работе [10], написанной до выпуска указанных норм АСІ, указывали, что соответствующие ширине раскрытия наклонных трещин 0,5 мм относительные деформации поперечной арматуры составляют для стержней из углекомпозитной арматуры (АУК) 0,2%, из стеклокомпозитной (АСК) – 0,35% и в качестве ограничения предлагали принять величину 0,2%.

Российские нормы проектирования также ограничивают значение сопротивления растяжению хомутов из АКП величиной $0,004E_f$, но не более $0,5R_f$ или 300 МПа. Европейские рекомендации IstructE [11], являющиеся модификацией британских норм BS8110 [12] и BS5400 [13], для поперечной арматуры из АКП в качестве $\varepsilon_{f,lim}$ устанавливают величину 0,25% [14].

Возможные корректировки $\varepsilon_{f,lim}$ продолжают обсуждаться исследователями. Так, Ахмед в своей диссертационной работе [15] на основании результатов собственных и чужих экспериментов предложил повысить $\varepsilon_{f,lim}$ до 0,45%. Указывается, что фактически измеренная максимальная величина относительных деформаций в поперечной арматуре находилась в пределах от 1 до 2% для АСК и от 0,8 до 1% для АУК. Фико и др. [7] предлагают на основании опытов [16] устанавливать предельно допустимую величину $\varepsilon_{f,lim}$ в зависимости от типа волокон АКП. Так, для поперечной арматуры с арамидными волокнами (ААК) следует принимать $\varepsilon_{f,lim}$ не более 0,7%, для АУК и АСК – соответственно не более 0,35% и 0,85%.

Исследования, рассматривающие трещиностойкость наклонных сечений элементов с поперечной АКП [17-19], в основном включают

испытания балок прямоугольного сечения [20, 21]. Так, в работе [17] автор испытал 4 образца-близнеца, армированных поперечной арматурой из АСК. Продольное армирование балок состояло из стальных стержней. Испытания проводились трехточечным изгибом, относительный пролет среза составлял $a/h_0=1,4$. В процессе испытания наклонные трещины во всех случаях появились позже нормальных на уровнях нагружения в диапазоне 23,9-34,6 % от разрушающей нагрузки. Деформации растяжения бетона приопорной зоны до появления первой наклонной трещины возрастали линейно, а затем рост деформаций носил нелинейный характер и опережал рост нагрузки. Средние значения относительных деформаций бетона в пролете среза в направлении действия главных растягивающих напряжений составляли 0,012-0,03. В статье [20] авторами были изготовлены 10 балок прямоугольного сечения 120x300(h) мм, поперечное армирование, а также продольное армирование растянутой и сжатой зон состояло из стержней АСК. Шагом хомутов варьировался. Одна из балок не имела поперечного армирования. Первыми образовывались нормальные трещины вблизи зоны действия наибольшего изгибающего момента, затем нормальные трещины появлялись в пролете среза и с ростом нагрузки перерастали в наклонные трещины по направлению к точкам приложения нагрузки. Образование наклонных трещин происходило в диапазоне 29,6-50,1 % от разрушающей нагрузки. Перед разрушением ширина раскрытия наклонных трещин достигала 1,5-3,5 мм. Нагрузка образования трещин и несущая способность балок достаточно точно вычислялась конечно-элементным моделированием в программном комплексе ANSYS.

Наклонные трещины в двутавровых балках, как правило, образуются в средней по высоте части стенки и впоследствии развиваются по направлению к полкам. В зарубежной литературе такие трещины называют «web-shear cracks», тогда как трещины прямоугольных балках, берущие начало от

растянутой полки, именуются «flexure-shear cracks» [22]. Объем опытных данных о трещиностойкости двутавровых балок с композитным армированием существенно меньше объема аналогичных исследований прямоугольных балок. Курт [23] провел испытания 12 балок двутаврового поперечного сечения (всего 24 результата по пролетам среза), армированных продольной и поперечной АСК. Образцы отличались прочностью бетона, типом, диаметром и шагом стержней поперечного армирования. Измерение ширины раскрытия наклонных трещин производилось бесконтактной оптической системой измерения деформаций Aramis. Автор отмечает, что картина трещинообразования в исследуемых образцах схожа с наблюдаемой в железобетонных балках. С увеличением нагрузки наклонные трещины становились более пологими. Перед разрушением угол наклона трещин находился в диапазоне от 23 до 40 градусов. Максимальная ширина раскрытия наклонных трещин достигала 0,7-3,0 мм, смещение берегов – 0,2-1,7 мм. Другими авторами [10, 15] проводились исследования балок таврового сечения с композитным поперечным армированием.

Настоящая работа представляет сведения о трещиностойкости наклонных сечений двутавровых балок с базальтокомпозитным (АБП) поперечным армированием. Было изготовлено и испытано двадцать восемь балок, имеющих общую длину 2340 мм, пролет 2180 мм, высоту сечения 280 мм при рабочей высоте 260 мм. Образцы отличались шагом ($\mu_{sw} = 0,4, 0,7, 1$ и $1,3\%$) и углом наклона поперечной АКП к продольной оси ($\alpha_{sw}=45$ и 90°) и испытывались четырехточечным изгибом с относительными пролетами среза $a/h_0 = 1,6, 2,5$ и $3,2$. Группы образцов с $a/h_0=2,5$ и $3,2$ также включали балки с поперечным вертикальным армированием холоднотянутой проволокой Вр500. Продольное армирование было одинаковым для всех образцов и состояло из стальных стержней класса А500С, установленной с некоторым запасом для исключения возможности разрушения по

нормальному сечению. Список балок, разрушающие нагрузки и некоторые показатели трещиностойкости балок приведены в таблице 1.

Зависимости между нагрузкой образования первых наклонных трещин Q_{crc} и углом наклона поперечной арматуры не выявлено (рис. 1): как для вертикального, так и для наклонного поперечного армирования Q_{crc} составляла около 10-33% от разрушающей нагрузки Q_{ult} .

Для образцов со стальной поперечной арматурой (рис. 2) нагрузка образования первых наклонных трещин Q_{crc} составляла 15,6-20,9 кН (24-28,1% от разрушающей нагрузки).

Анализ результатов проведенных испытаний выявил следующие закономерности для величины Q_{crc} :

- при равном μ_{sw} наклонные трещины в балках со стальным поперечным армированием образовывались при более высоких нагрузках, чем в балках, армированных АБП. В среднем для балок со стальной поперечной арматурой Q_{crc} была выше на 54%;

- с увеличением a/h_0 нагрузка Q_{crc} уменьшалась. При изменении a/h_0 от 1,6 до 2,5 снижение величины Q_{crc} более выражено, чем при изменении a/h_0 от 2,5 до 3,2 для всех углов наклона поперечной АБП. В последнем случае для образцов с поперечной наклонной АБП снижение Q_{crc} практически не наблюдается.

Трещины в образцах с поперечной АБП появлялись в основном в середине стенки по высоте и развивались в направлении полук. В большинстве случаев первые трещины располагались в середине пролета среза, реже – на участках вблизи точки приложения нагрузки. Как правило, трещины достигали полук балок через несколько ступеней после возникновения, но в отдельных случаях сразу распространялись на всю высоту стенки. Первоначально образовывались 1-3 трещины, общее

количество трещин в пролете среза в большинстве случаев находилось в пределах 6-8.

Таблица № 1

Характеристики и результаты испытаний образцов

Шифр балки	Тип попер. арм.	Q_{crc} , кН	α_{crc} , град.	$\alpha_{crc\ max}$, град.	l_s , см	$a_{crc\ ult}$, мм	Q_{ult} , кН	Прим.
Б1.6-В-0.4	АБК	7,7	33-39	39	3,9	0,46	54,9	
Б1.6-В-0.7		7,5	32-39	35	3,1	0,48	57,6	
Б1.6-В-1.0		14,7	41-43	41	3,5	0,44	77,4	
Б1.6-В-1.3		16,4	36-42	36	3,1	0,63	71,5	
Б1.6-Н-0.4		13,6	40-42	40	4,8	0,78	61,7	
Б1.6-Н-0.7		13,1	44-48	45	3,2	0,33	62,1	
Б1.6-Н-1.0		14,5	38-41	38	3,4	0,44	76,2	
Б1.6-Н-1.3		13,4	44-47	44	3,1	0,39	70,5	
Б2.5-В-0.4	АБК	14,1	27-58	34	7,9	0,87	42,7	
Б2.5-В-0.7		15,1	26-46	28	6,2	0,57	47,1	
Б2.5-В-1.0		13,8	19-43	27	7,0	0,77	51,2	
Б2.5-В-1.3		13,1	19-43	33	5,5	0,65	57,1	РП
Б2.5-Н-0.4		10,1	24-42	42	5,9	0,55	48,1	
Б2.5-Н-0.7		13,6	33-48	36	5,6	0,65	50,3	
Б2.5-Н-1.0		4,9	17-54	38	4,5	0,75	44,8	РП
Б2.5-Н-1.3		8,9	21-57	39	4,1	0,72	55,4	
БС2.5-1.0	Вр500	15,6	33-46	35	5,0	0,35	65,1	
БС2.5-1.3		20,9	36-54	43	4,2	0,27	74,5	
Б3.2-В-0.4	АБК	6,8	24-48	25	4,5	0,98	42,5	РП
Б3.2-В-0.7		11,2	28-49	42	3,6	0,60	48,7	РП(Ст)
Б3.2-В-1.0		9,0	17-45	22	6,0	0,87	47,2	РП
Б3.2-В-1.3		12,3	25-58	43	4,6	0,55	47,4	РП
Б3.2-Н-0.4		11,1	26-42	33	5,9	1,18	42,8	
Б3.2-Н-0.7		16,0	20-55	29	3,9	0,57	50,1	РП
Б3.2-Н-1.0		11,1	21-46	39	6,1	0,60	46,3	
Б3.2-Н-1.3		15,2	29-46	37	4,5	0,37	56,2	РП(Ст)
БС3.2-1.0	Вр500	15,6	31-39	39	5,1	0,47	62,5	
БС3.2-1.3		19,8	32-45	40	4,1	0,30	70,8	

Примечание – Q_{crc} – нагрузка образования первых наклонных трещин; α_{crc} – угол наклона критической трещины к продольной оси; l_s – осредненное расстояние между наклонными трещинами; $a_{crc\ ult}$ – максимальная ширина раскрытия наклонных трещин; Q_{ult} – несущая способность образца; РП – разрыв поперечной арматуры; РП(Ст) – разрыв поперечной арматуры и одновременное разрушение стенки

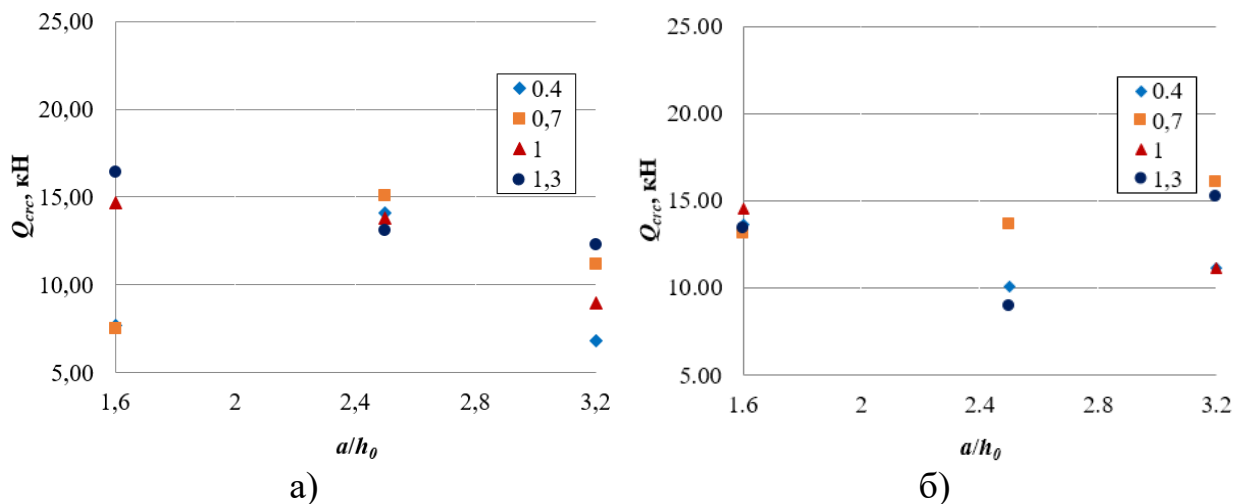


Рис. 1. – Диаграммы образования первых наклонных трещин для образцов с поперечным армированием вертикальной (а) и наклонной (б) АБП

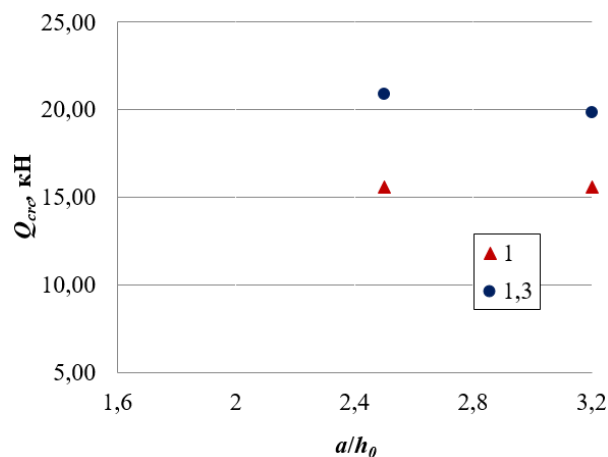


Рис. 2. – Диаграмма образования первых наклонных трещин для образцов с поперечным армированием Вр500

Трещины в образцах с поперечной АБП появлялись в основном в середине стенки по высоте и развивались в направлении полук. В большинстве случаев первые трещины располагались в середине пролета среза, реже – на участках вблизи точки приложения нагрузки. Как правило, трещины достигали полук балок через несколько ступеней после возникновения, но в отдельных случаях сразу распространялись на всю высоту стенки. Первоначально образовывались 1-3 трещины, общее

количество трещин в пролете среза в большинстве случаев находилось в пределах 6-8.

При нагружении с малым пролетом среза – $a/h_0=1,6$ – трещины формируются параллельно друг другу, образуя 1-2 бетонные полосы по направлению между точкой приложения нагрузки и опорой. В образцах с $a/h_0=2,5$ и $3,2$ вблизи опор и точек приложения нагрузки, полученная картина трещин имела веерообразную форму, а в средней части пролета среза трещины располагались параллельно друг другу (рис. 3).



Рис. 3. – Общий вид балки Б3.2-Н-0.7 после испытания

Некоторые параметры трещиностойкости балок приведены в таблице 1. Диапазон значений предельной ширины раскрытия трещин составляет 0,44-0,98 мм для балок, армированных вертикальной АБП, 0,33-1,18 мм – наклонной АБП, 0,27-0,47 мм – для эталонных образцов со стальной поперечной арматурой (рис. 4).

Шаг наклонных трещин уменьшался с ростом процента поперечного армирования и составлял 3,1-7,9 см для балок, армированных АБП, и 4,1-5,1 см для эталонных образцов.

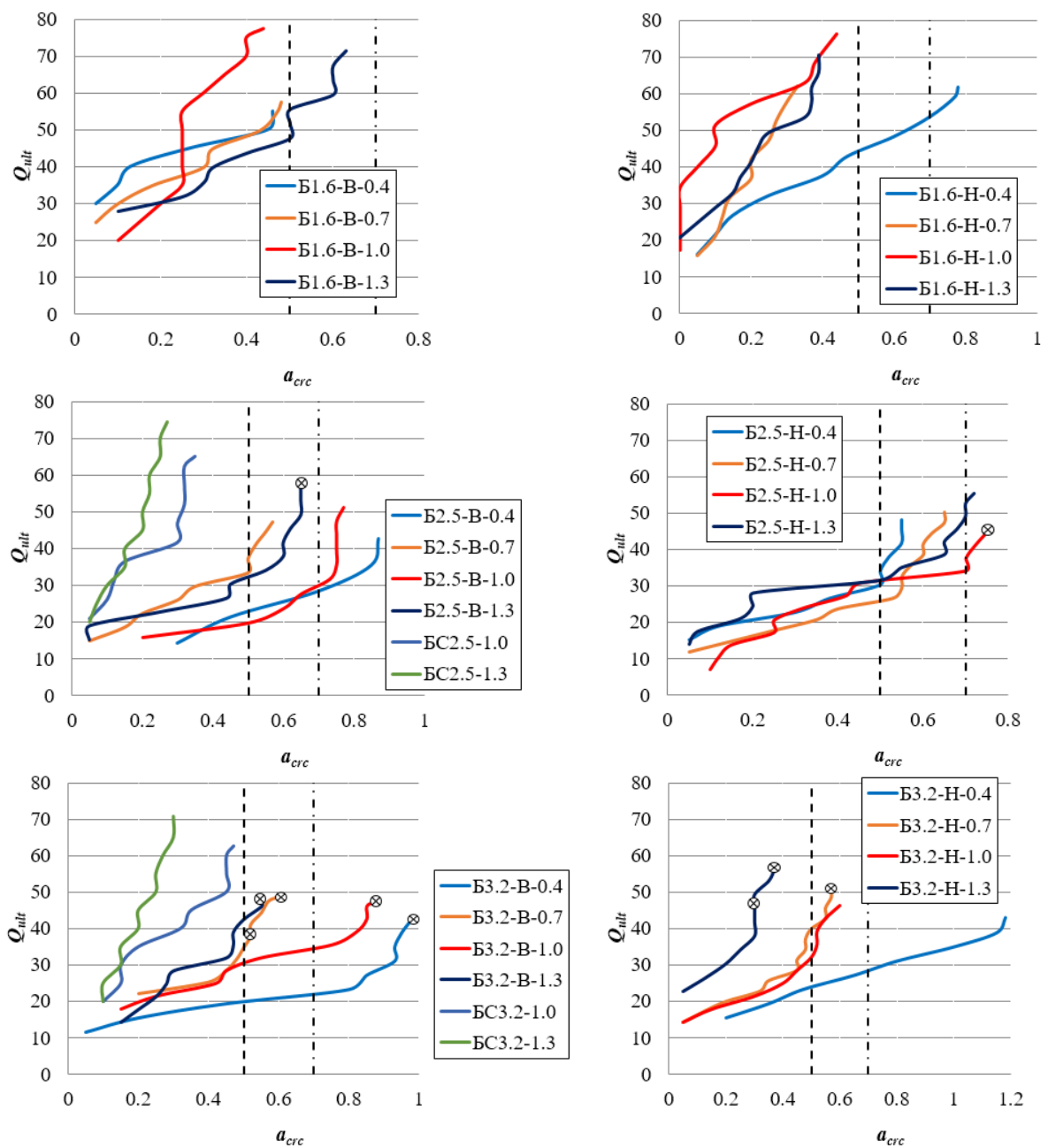


Рис. 4 – Диаграммы раскрытия наклонных трещин образцов

Примечание - \otimes – разрыв поперечной арматуры; $\otimes \otimes$ – разрыв поперечной арматуры с одновременным разрушением бетона между наклонными трещинами; $- \cdot - \cdot -$ – ограничения, установленные для продолжительного (пунктир) и непродолжительного раскрытия трещин (штрих-пунктир) нормами разных стран

Как видно из таблицы 1, угол наклона трещин к продольной оси балок с поперечным армированием из АБП находился в пределах 17-58 градусов. Критические (магистральные) трещины проходили под углом 22-45 градусов.

Для образцов со стальной поперечной арматурой аналогичные углы наклона трещин находились в диапазоне 31-54 градусов и 35-43 градусов соответственно. Таким образом, углы наклона критических трещин соответствуют значениям, предусмотренных расчетом по методу ферменной аналогии, принятому в нормах Американского института бетона (45°) [8, 9] и Еврокоде ($22-45^\circ$) [24].

В исследовании В.П. Починка в двутавровых балках со стальным и сетчатым армированием ширина раскрытия трещин с увеличением пролета среза возрастала, зависимость носила нелинейный характер [25]. Для наших образцов предельная ширина раскрытия трещин при изменении пролета среза с $1,6h_0$ до $2,5h_0$ в среднем возросла в 1,47 и 1,84 раза для вертикального и наклонного расположения поперечной арматуры из АБП. При дальнейшем увеличении пролета среза до $3,2h_0$ рост величины $a_{crc,ult}$ был менее заметным, а в одном случае – для образца Б 3.2-Н-1.3 – ширина раскрытия $a_{crc,ult}$ оказалась и вовсе меньше, чем для аналогичного образца, испытанного с пролетом среза $2,5h_0$.

Предельная ширина раскрытия трещин $a_{crc,ult}$ в балках с наклонным расположением поперечной арматуры оказалась несколько меньше, чем при вертикальной постановке. Соответствующая разница в $a_{crc,ult}$ между балками-близнецами, отличавшимися только α_{sw} , достигала 10% и была более явной для балок, испытанных при $a/h_0=3,2$. Это объясняется тем, что при наклонном расположении поперечной арматуры ее угол по отношению к трещинам в стенке приближается к прямому, и таким образом лучше сдерживается развитие деформаций растяжения.

На графиках рис. 4 видно, что максимальная ширина раскрытия трещин для образцов с поперечной АБП, чаще всего не превышала 0,8 мм, в отдельных испытаниях достигая величины 1-1,2 мм. В последних случаях разрушение, как правило, наступало вследствие разрыва стержней

поперечного армирования. Образцы с поперечным армированием из Вр500 показали меньшее значение ширины $a_{crc,ult}$, в среднем равной 0,35 мм при максимальном значении около 0,5 мм.

Единый подход к назначению допустимого раскрытия трещин в отечественных и зарубежных нормах проектирования конструкций с композитной арматурой отсутствует. Так, в СП 295.1325800.2017 «Конструкции бетонные армированные полимерной композитной арматурой. Правила проектирования» устанавливаются следующие допустимые величины раскрытия трещин: для непродолжительного раскрытия 0,7 мм, продолжительного – 0,5 мм. В нормах Японии [26] и Италии [27] допустимое раскрытие трещин принято равным 0,5 мм, в нормах Канады [28] – 0,5 мм при воздействии на конструкции агрессивных сред и 0,7 мм в остальных случаях. Эти требования, главным образом, направлены на ограничение раскрытия нормальных трещин. Полученные в наших испытаниях значения максимальной ширины раскрытия наклонных трещин в двутавровых балках (трещины «web-shear» в английской терминологии) показывают, что даже непосредственно перед разрушением величина $a_{crc,ult}$ в большинстве случаев оказывается меньше указанных предельных значений. Существенные – до 30 % – превышения предельного раскрытия трещин приходится в основном на балки с наименьшим коэффициентом поперечного армирования. Принимая во внимание также и то, что расчет по трещиностойкости производится на действие нормативных нагрузок, наблюдавшуюся в наших испытаниях ширину раскрытия наклонных трещин можно считать приемлемой. Таким образом, повышенную деформативность АКП не следует считать недостатком, ограничивающим её применение в качестве поперечного армирования двутавровых балок.



Инновационный проект выполнен при финансовой поддержке Кубанского научного фонда в рамках Конкурса научно-инновационных проектов, ориентированных на коммерциализацию № НИП-20.1/27.

Авторы выражают благодарность ООО «НЗК» (Нижний Новгород) за изготовление изделий из АБК, применявшихся в качестве поперечного армирования опытных образцов.

Литература

1. Уманский, А.М. Совершенствование методов расчета конструкций морских гидротехнических сооружений из композитбетона с использованием базальтопластиковой арматуры: дис. ... канд. техн. наук. 05.23.07. Владивосток, 2017. 173 с.
2. Степанова В.Ф. Арматура композитная полимерная. М.: Бумажник, 2013. 200 с.
3. Бенин А.В., Семенов С.Г. Промышленное и гражданское строительство. – 2014. №9. С. 42-46.
4. Польской П.П., Хишмах М., Ахмад М. Инженерный вестник Дона, 2012, №4. URL: ivdon.ru/magazine/archive/n4p2y2012/1304.
5. Маилян Д.Р., Польской П.П., Ахмад М. Инженерный вестник Дона, 2013, №2. URL: ivdon.ru/magazine/archive/n2y2013/1677.
6. Рахмонов А.Д. Прочность, жесткость и трещиностойкость неразрезных бетонных балок с комбинированным армированием: дис. ... канд. техн. наук. 05.23.01. Йошкар-Ола, 2014. 160 с.
7. Fico R., Prota A. and Manfredi G., 2008. Assessment of Eurocode-like design equations for the shear capacity of FRP RC members. Composites Part B: Engineering. 2008. V. 39. No. 5. Pp.792-806.

8. ACI 440.1R-15. Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars. American Concrete Institute, 2015. 88 с.
9. ACI 318-19. Building Code Requirements for Structural Concrete. American Concrete Institute, 2019. 628 с.
10. Shehata E., Morphy R. and Rizkalla S., 2000. Fibre reinforced polymer shear reinforcement for concrete members: behaviour and design guidelines. Can. J. Civ. Eng., 2000, № 27, pp. 859-872.
11. IstructE. Institution of Structural Engineers, Interim guidance on the design of reinforced concrete structures using fibre composite reinforcement. SETO Ltd, 1999. 96 p.
12. BS 8110-1: 1997. Structural Use of Concrete. Code of Practice for Design and Construction, Part 1. British Standard Institution, 1997. 135 p.
13. BS 5400-4: 1990. Steel, concrete and composite bridges. Code of practice for design of concrete, Part 4. British Standard Institution, 1990. 61 p.
14. Fib Bulletin No. 40. FRP reinforcement in RC structures. International Federation of Structural Concrete, 2007. 160 p.
15. Ahmed E.A., El-Salakawy E.F. and Benmokrane B., 2010. Shear Performance of RC Bridge Girders Reinforced with Carbon FRP Stirrups. Journal of Bridge Engineering, 2010, Vol. 15, pp. 44-54.
16. Nagasaka T., Fukuyama H. and Tanigaki M., 1993. Shear performance of concrete beams reinforced with FRP stirrups. In: Nanni A, Dolan C, editors. ACI SP-138. American Concrete Institute, 1993, pp. 789-811.
17. Valivonis J., Budvytis M., Atutis M., Atutis E. and Juknevicus L., 2015. Study on shear resistance of fiber-reinforced polymer-reinforced concrete beams. Advances in Mechanical Engineering, 2015, Vol. 7, pp. 1-17.

18. Alkhrdaji T., Wideman M., Belarbi A. and Nanni A., 2001. Shear Strength of GFRP RC Beams and Slabs. *Composites in Construction*, 2001, Oct. 10-12, pp. 409-414.
19. Oller E., Mari A., Bairan J.M. and Cladera A., 2015. Shear design of reinforced concrete beams with FRP longitudinal and transverse reinforcement. *Composites Part B*, 2015, № 74, pp. 104-122.
20. Said M., Adam M.A., Mahmoud A.A. and Shanour A.S., 2016. Experimental and analytical shear evaluation of concrete beams reinforced with glass fiber reinforced polymers bars. *Construction and Building Materials*, 2016, № 102, pp. 574-591.
21. Issa M.A., Ovitigala T. and Ibrahim M., 2016. Shear Behavior of Basalt Fiber Reinforced Concrete Beams with and without Basalt FRP Stirrups. *J. Compos. Constr.*, 2016, № 20(4), pp. 1-10.
22. MacGregor J.G., Wight J.K. Reinforced concrete: mechanics and design - 6th ed. Pearson Education, 2012. 1177 с.
23. Kurth M., Hegger J. The 6th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, Italy, 2012, pp. 1-8.
24. Eurocode 2. Design of Concrete Structures—Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. European Committee for Standardization, 2004. 230 с.
25. Починок В.П. Работа на поперечную силу предварительно-напряженных армоцементных изгибаемых элементов: дис. ... канд. техн. наук 05.23.01. Краснодар, 1981. 189 с.
26. JSCE. Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials. Research Committee on Continuous Fiber Reinforcing Materials, Japan Society of Civil Engineers, 1997. 503 p.

27. CNR-DT 203/2006. Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars. National Research Council, 2006. 35 p.

28. CAN/CSA S6-06. Design and Construction of Building Components with Fibre-Reinforced Polymers. Canadian Standards Association, 2002. 218 p.

References

1. Umanskiy, A.M. Sovershenstvovaniye metodov rascheta konstruktsiy morskikh gidrotekhnicheskikh sooruzheniy iz kompozitbetona s ispolzovaniyem bazaltoplastikovoy armatury [Improvement of the calculation methods of marine hydraulic engineering structures reinforced with basalt fiber-reinforced polymer bars]: dis. ... kand. tekhn. nauk 05.23.07. Vladivostok, 2017. 173 p.

2. Stepanova V.F. Armatura kompozitnaya polimernaya [Fiber-reinforced polymer bars]. M.: Bumazhnik, 2013. 200 p.

3. Benin A.V., Semenov S.G. Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitelstvo. 2014. №9. pp. 42-46.

4. Polskoy P.P., Khishmakh M., Akhmad M. Inzhenernyj vestnik Dona, 2012, №4. URL: ivdon.ru/magazine/archive/n4p2y2012/1304.

5. Mailyan D.R., Polskoy P.P., Akhmad M. Inzhenernyj vestnik Dona, 2013, №2. URL: ivdon.ru/magazine/archive/n2y2013/1677.

6. Rakhmonov A.D. Prochnost, zhestkost i treshchinostoykost nerazreznykh betonnykh balok s kombinirovannym armirovaniyem [Strength, stiffness and crack resistance of the continuous concrete beams with mixed reinforcement]: dis. ... kand. tekhn. nauk 05.23.01 Yoshkar-Ola, 2014. 160 p.

7. Fico R., Prota A. and Manfredi G., 2008. Composites Part B: Engineering. 2008. V. 39. No. 5. Pp.792-806.

8. ACI 440.1R-15. Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars. American Concrete Institute, 2015. 88 c.

9. ACI 318-19. Building Code Requirements for Structural Concrete. American Concrete Institute, 2019. 628 p.
 10. Shehata E., Morphy R. and Rizkalla S., 2000. Can. J. Civ. Eng., 2000, № 27, pp. 859-872.
 11. IstructE. Institution of Structural Engineers, Interim guidance on the design of reinforced concrete structures using fibre composite reinforcement. SETO Ltd, 1999. 96 p.
 12. BS 8110-1: 1997. Structural Use of Concrete. Code of Practice for Design and Construction, Part 1. British Standard Institution, 1997. 135 p.
 13. BS 5400-4: 1990. Steel, concrete and composite bridges. Code of practice for design of concrete, Part 4. British Standard Institution, 1990. 61 p.
 14. Fib Bulletin No. 40. FRP reinforcement in RC structures. International Federation of Structural Concrete, 2007. 160 p.
 15. Ahmed E.A., El-Salakawy E.F. and Benmokrane B., 2010. Journal of Bridge Engineering, 2010, Vol. 15, pp. 44-54.
 16. Nagasaka T., Fukuyama H. and Tanigaki M., 1993. ACI SP-138. American Concrete Institute, 1993, pp. 789-811.
 17. Valivonis J., Budvytis M., Atutis M., Atutis E. and Juknevičius L., 2015. Advances in Mechanical Engineering, 2015, Vol. 7, pp. 1-17.
 18. Alkhrdaji T., Wideman M., Belarbi A. and Nanni A., 2001. Composites in Construction, 2001, Oct. 10-12, pp.409-414.
 19. Oller E., Mari A., Bairan J.M. and Cladera A., 2015. Composites Part B, 2015, № 74, pp. 104-122.
 20. Said M., Adam M.A., Mahmoud A.A. and Shanour A.S., 2016. Construction and Building Materials, 2016, № 102, pp. 574-591.
 21. Issa M.A., Ovitigala T. and Ibrahim M., 2016. J. Compos. Constr., 2016, № 20(4), pp. 1-10.
-



22. MacGregor J.G., Wight J.K. Reinforced concrete: mechanics and design - 6th ed. Pearson Education, 2012. 1177 с.

23. Kurth M., Hegger J. The 6th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, Italy, 2012, pp. 1-8.

24. Eurocode 2. Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. European Committee for Standardization, 2004. 230 p.

25. Pochinok V.P. Rabota na poperechnuyu silu predvaritelno-napryazhennykh armotsementnykh izgibayemykh elementov [Shear behavior of the prestressed flexure members from ferrocement]: dis. ... kand. tekhn. nauk 05.23.01. Krasnodar, 1981. 189 p.

26. JSCE. Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials. Research Committee on Continuous Fiber Reinforcing Materials, Japan Society of Civil Engineers, 1997. 503 p.

27. CNR-DT 203/2006. Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars. National Research Council, 2006. 35 p.

28. CAN/CSA S6-06. Design and Construction of Building Components with Fibre-Reinforced Polymers. Canadian Standards Association, 2002. 218 p.