

В.Б. ФИЛАТОВ
В.О. ГОРЫНЦЕВ
В.П. БИНДЕР

РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОГО ИССЛЕДОВАНИЯ СОПРОТИВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК В ЗОНЕ ПОПЕРЕЧНОГО ИЗГИБА

RESULTS OF EXPERIMENTAL RESEARCH OF REINFORCED CONCRETE BEAMS
RESISTANCE IN THE ZONE OF SHEAR BENDING

Представлены результаты экспериментального исследования прочности и напряженно-деформированного состояния железобетонных балок в зоне поперечного изгиба. Исследование проводилось на опытных образцах с малым процентом продольного армирования сечения. Представлена методика проведения испытаний, приведены данные о жесткости и трещиностойкости опытных образцов при нагружении, о характере их разрушения. Выполнено сопоставление опытных значений разрушающих нагрузок с расчетными величинами, полученными по методикам отечественных и зарубежных норм проектирования. Показано, что эмпирическая основа методик расчета ограничивает диапазон удовлетворительного соответствия расчетных и опытных значений прочности наклонных сечений железобетонных балок при действии поперечных сил. Сделан вывод о необходимости совершенствования расчетных моделей для обеспечения конструктивной безопасности проектных решений.

Ключевые слова: железобетон, поперечный изгиб, наклонное сечение, деформация

Условие прочности наклонных сечений изгибаемых элементов в действующих нормах по расчету железобетонных конструкций СП 63.13330.2012 «СНиП 52-01–2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» предусматривает, что усилие от внешних нагрузок, передаваемое на сечение, не должно превышать внутреннего предельного усилия в наклонном сечении. Для балки без поперечного армирования внутренним предельным усилием, определяющим несущую способность элемента при действии поперечных сил в соответствии с принятой в СП 63.13330.2012 расчетной моделью, является касательное усилие в сжатой зоне бетона Q_b . Аналитическое описание величины Q_b весьма затруднительно, поскольку железобетонная балка, являясь композитной конструкцией, в зоне поперечного изгиба находится в условиях плоского напряженного состояния, имеет нарушенную сплошность сечения вследствие образования и развития трещин, а сам материал проявляет упруго-пластические свой-

The results of an experimental study of the strength and stress-strain state of reinforced concrete beams in the zone of shear bending are presented. The study was carried out on samples with a small percentage of longitudinal section reinforcement. The technique of testing, data on the rigidity and crack resistance of test specimens under loading, the nature of their destruction are presented. Comparison of experimental values of failure loads with calculated values obtained by the methods of domestic and foreign design standards is performed. It is shown that the empirical basis of the calculation methods limits the range of satisfactory correspondence between the calculated and experimental values of the strength of inclined sections of reinforced concrete beams under the action of shear forces. The conclusion is made about the need to improve the design models to ensure the constructive safety of design solutions.

Keywords: reinforced concrete; shear bending, inclined section; strain

ства. Поэтому для определения величины Q_b традиционно используют эмпирический подход [1–3].

Нормативные методики расчета прочности изгибаемых железобетонных элементов на действие поперечных сил, принятые за рубежом (ACI 318 – 11, Eurocode 2), также являются эмпирическими. По структуре расчетных зависимостей наиболее близкими являются отечественный свод правил СП 63.13330.2012 и американские нормы (ACI 318 – 11), в которых касательное усилие в сжатой зоне бетона определяется только его прочностью. В европейских нормах (Eurocode 2) касательное усилие в сжатой зоне бетона зависит не только от прочности бетона, но и от величины процента продольного армирования, от высоты сечения изгибаемого элемента, влияние которых учитывается введением в расчетные зависимости эмпирических коэффициентов.

Анализ результатов экспериментальных исследований прочности наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов, представленный в работах

[4, 5], показывает, что прочность изгибаемых элементов действию перерезывающих сил зависит от процента армирования сечения продольной арматурой и высоты сечения элемента (так называемый «масштабный эффект»). Влияние процента продольного армирования балок на их сопротивление поперечному изгибу отмечалось и ранее [1], однако эмпирический характер расчетных зависимостей не позволял выделить и проанализировать влияние этого фактора. Значительное количество конструктивных параметров, влияющих на характер силового сопротивления железобетонных элементов, обуславливает необходимость их экспериментального исследования [6 – 9] с целью разработки предложений по дальнейшему совершенствованию расчетных моделей [10 – 12].

Цель проведенного исследования заключалась в изучении напряженно-деформированного состояния, прочностных и деформационных параметров железобетонных балок в зоне поперечного изгиба при малом проценте армирования. Было испытано два опытных образца, которые имели маркировку 2Б-0,95-22 и 2,5Б-0,95-22, где 2 и 2,5 – величина относительного пролета среза a/h_0 ; 0,95 – процент армирования сечения продольной арматурой; 22 – диаметр продольной арматуры, мм.

Опытные образцы представляли собой железобетонные балки длиной 2200 мм, прямоугольным поперечным сечением высотой 450 мм, шириной

200 мм. Балки армировались двумя стержнями арматуры диаметром 22 мм класса А500С. Поперечная арматура отсутствовала.

Физико-механические характеристики бетона определялись по испытаниям кубов номинальным размером 100 мм и призм размерами 150×150×600 мм. Кубы испытывались на сжатие и раскалывание. Испытания проводились в соответствии с ГОСТ 10180-2012 «Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам» и ГОСТ 24452-80 «Бетоны. Методы определения призмной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона». Физико-механические характеристики арматуры определялись по данным испытаний на растяжение согласно ГОСТ 12004-81 «Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение» и ГОСТ Р 52544-2006 «Прокат арматурный свариваемый периодического профиля классов А500С и В500С для армирования железобетонных конструкций».

Определенные по результатам испытаний средние значения призмной прочности бетона на сжатие и прочности бетона на осевое растяжение составили 36 и 2,42 МПа соответственно. По результатам испытаний бетонных призм на сжатие и образцов арматуры на растяжение были построены диаграммы « $\sigma - \varepsilon$ » (рис. 1). Временное сопротивление арматуры разрыву по результатам испытаний составило 721 МПа.

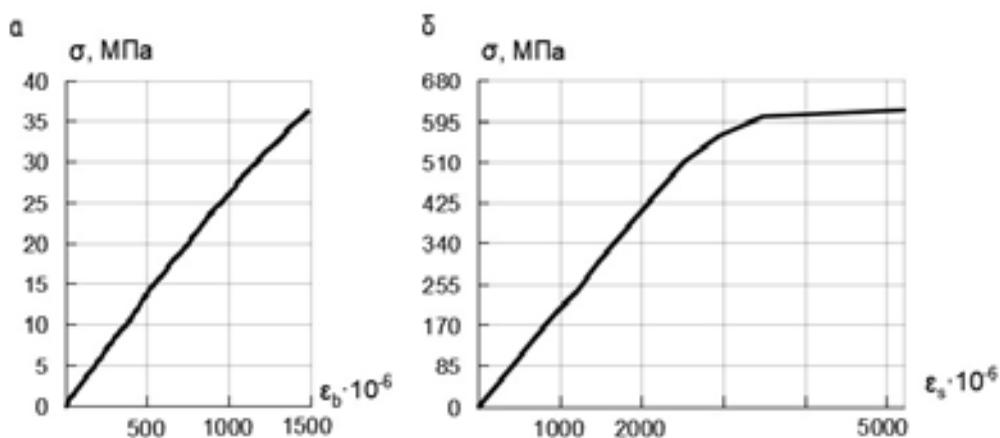


Рис. 1. Диаграмма « $\sigma - \varepsilon$ » для бетона (а) и арматуры (б)

Для фиксации деформаций бетона и арматуры на их поверхности были наклеены тензометрические датчики, показания которых фиксировались с помощью тензометрического комплекса. Для измерения деформаций бетона использовались тензорезисторы с базой 50 мм, для арматуры применялись тензорезисторы с базой 10 мм. Деформации продольной арматуры измерялись в середине пролета, в сечениях под силой и в приопорной зоне, где тензорезисторы были установлены с шагом 50 мм на верхних и нижних волокнах стержней. Для предотвращения повреждений при бетонировании балки тензорези-

сторы покрывались эпоксидным составом. Для определения деформаций бетона в сечениях под силой и в середине пролета железобетонной балки были наклеены тензорезисторы с шагом 20 мм по высоте сечения. Определение величины и направления главных деформаций бетона производилось при помощи тензорозеток, установленных в средней части по высоте сечения балки и у сжатой грани в сечении под силой, в каждом пролете среза балки. Для измерения прогибов устанавливались прогибомеры ПАО-6 в середине пролета балки и в сечении под силой, схема расположения прогибомеров показана на рис. 2.

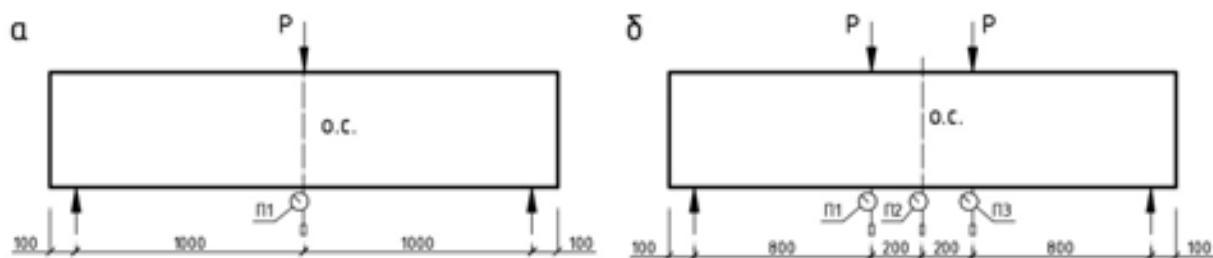


Рис. 2. Схема расположения прогибомеров на образце 2,5Б-0,95-22 (а) и образце 2Б-0,95-22 (б)

Испытания опытных образцов выполнялись на прессе Пр-500 по схеме шарнирно-опертой однопролетной балки с расчетным пролетом 2 м. Нагружение образцов выполнялось поэтапно с шагом по 19,6 кН, время выдержки на каждом этапе составляло 10 мин. На каждом этапе нагружения фиксирова-

лись показания тензорезисторов и прогибомеров, а также схема образования трещин и ширина их раскрытия. Вид образца 2Б-0,95-22 перед испытанием представлен на рис. 3.



Рис. 3. Образец 2Б-0,95-22 перед испытанием

При испытании образца 2Б-0,95-22 нормальные трещины образовались при нагрузке $P = 0,44P^{ult}$, при нагрузке $P = 0,67P^{ult}$ ширина раскрытия трещин составила $a_{cr} = 0,05$ мм. При дальнейшем нагружении нормальные трещины увеличивались незначительно вследствие образования наклонных трещин. Максимальное значение ширины раскрытия нормальных трещин составляло $a_{cr} = 0,15$ мм. При нагрузке $P = 0,88P^{ult}$ образовалась наклонная трещина в левом пролете среза и с увеличением нагрузки продолжала развиваться к сечению под силой, ширина раскрытия трещины перед разрушением составила $a_{cr} = 2,5$ мм. Опытный образец разрушился во время выдержки при нагрузке 176,6 кН. Разрушение образца произошло вследствие среза сжатой зоны над наклонной трещиной. Вид образца после испытания представлен на рис. 4.

График распределения деформаций в нормальном сечении опытного образца в середине пролета при нагрузке 176,6 кН представлен на рис. 5, высота сжатой зоны по показаниям тензорезисторов составила 113 мм.

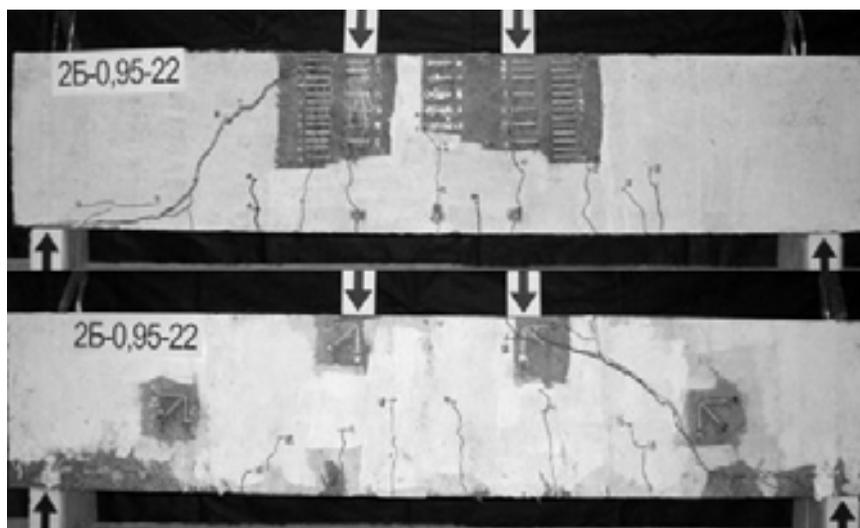


Рис. 4. Образец 2Б-0,95-22 после испытаний

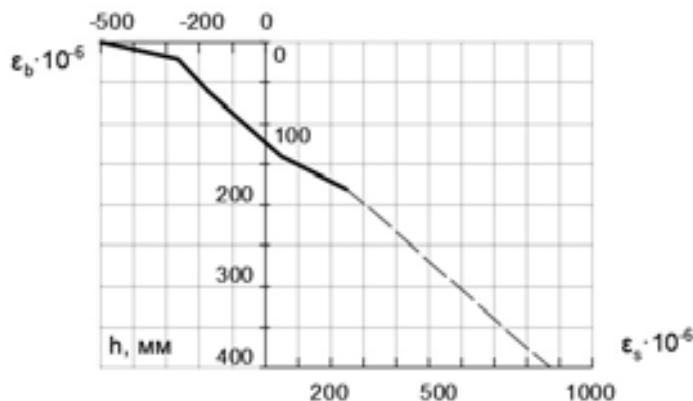


Рис. 5. График распределения деформаций в нормальном сечении опытного образца

На этапе нагружения перед разрушением балки деформации бетона сжатой грани составили $-450 \cdot 10^{-6}$ ЕОД, деформации растянутой арматуры составили $875 \cdot 10^{-6}$ ЕОД. Величины главных деформаций и

углов наклона главных площадок, вычисленные по показаниям тензорозеток в середине высоты сечения пролета среза и у верхней грани балки в сечении под силой, представлены в табл. 1.

Таблица 1

Величины главных деформаций и углов наклона главных площадок в сечениях опытных образцов

Маркировка образца	Главные деформации в середине высоты сечения $\epsilon \times 10^{-6}$ ·ЕОД		Угол наклона главных площадок, град.	Главные деформации в сечении под силой $\epsilon \times 10^{-6}$ ·ЕОД		Угол наклона главных площадок, град.
	ϵ_{max}	ϵ_{min}		ϵ_{max}	ϵ_{min}	
2Б-0,95-22	2	-118	30	-45	-545	4
2,5Б-0,95-22	10	-48	34	-148	-742	14

До образования наклонной трещины осевые деформации по длине арматуры изменялись пропорционально изменению момента, максимальные деформации были отмечены в середине пролета образца. После образования наклонной трещины отмечен пик осевых деформаций арматуры в сечении на расстоянии 300 мм от левой опоры. Перед разрушением максимальные осевые деформации арматуры составили $1658 \cdot 10^{-6}$ ЕОД в точке пересечения с наклонной трещиной (рис. 6).

При испытании образца 2,5Б-0,95-22 нормальные трещины образовались при нагрузке $P = 0,43P^{ult}$. При уровне нагружения $P = 0,57P^{ult}$ ширина раскрытия нормальных трещин составляла $a_{ср} = 0,05$ мм. При нагрузке $P = 0,65P^{ult}$ ширина раскрытия нормальных трещин составляла $a_{ср} = 0,1$ мм. Нормальные трещины по мере увеличения нагрузки раскрылись незначительно, и при разрушении образца ширина их раскрытия составляла порядка 0,2 мм.

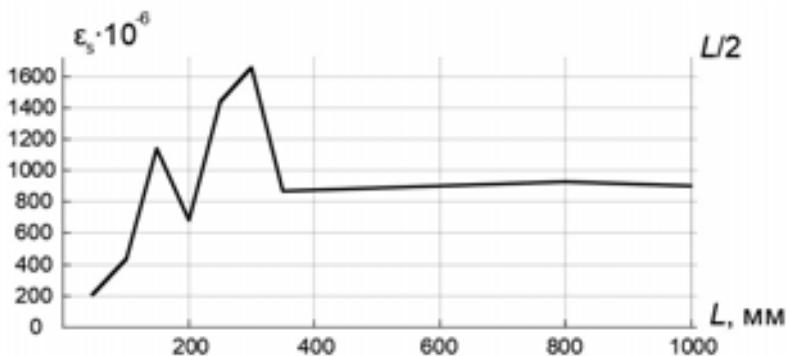


Рис. 6. График распределения деформаций по длине арматурного стержня

Образование наклонных трещин началось от растянутой грани образца при нагрузке $P = 0,71P_{ult}$. Трещина образовалась в левом пролете среза. С увеличением нагрузки развитие трещины по высоте сечения продолжилось. После увеличения нагрузки наклонные трещины образовались и в правом пролете

среза. Развитие трещин происходило по высоте балки к сечению под силой. Ширина раскрытия трещины разрушения составляла 2,5 мм. Разрушение опытного образца произошло при нагрузке $P = 172,7$ кН вследствие среза сжатой зоны над наклонной трещиной. Вид образца после испытания представлен на рис. 7.

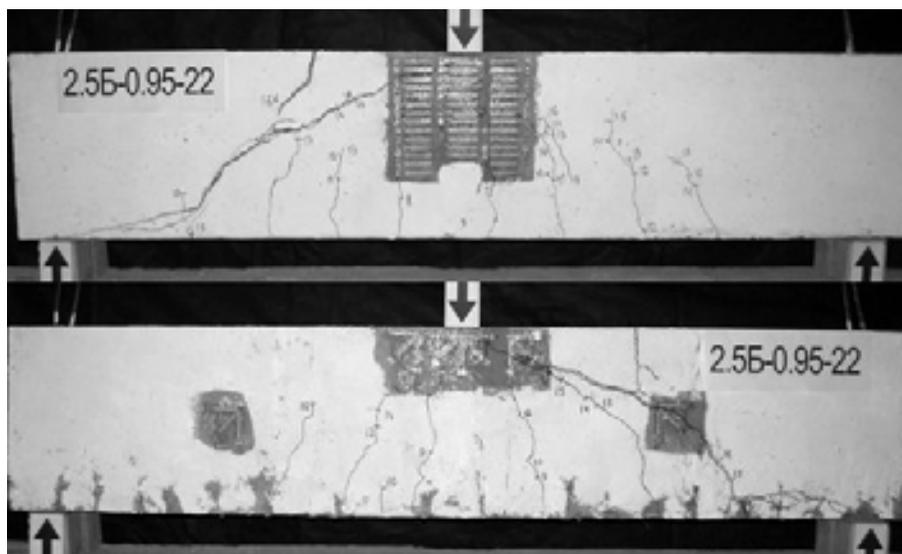


Рис. 7. Образец 2,5Б-0,95-22 после испытаний

График распределения деформаций в нормальном сечении опытного образца в середине пролета при нагрузке 172,7 кН представлен на рис. 8, высота сжатой зоны по показаниям тензорезисторов составила 103 мм.

Деформации бетона в сжатой зоне составили $-482 \cdot 10^{-6}$ ЕОД, в арматуре осевые деформации достигли значения $1015 \cdot 10^{-6}$ ЕОД. Величины главных деформаций и угол наклона главных площадок, вычисленные по показаниям тензорезеток в середине высоты сечения пролета среза и у верхней грани балки в сечении под силой, представлены в табл. 1.

До образования наклонных трещин осевые деформации по длине арматуры изменялись пропорционально изменению момента. После образования

наклонных трещин отмечен пик осевых деформаций арматуры, которые составили перед разрушением $1503 \cdot 10^{-6}$ ЕОД в сечении на расстоянии 800 мм от левой опоры (рис. 9). Развитие наклонных трещин по высоте сечения привело к образованию критической наклонной трещины, которая прошла через вершину уже имеющейся трещины по направлению к силе и опоре. Образование критической наклонной трещины привело к мгновенному раскалыванию приопорного блока и исчерпанию несущей способности балки. Максимальные относительные деформации арматуры после образования критической наклонной трещины составили $1590 \cdot 10^{-6}$ ЕОД на расстоянии 300 мм от опоры в точке пересечения с наклонной трещиной.

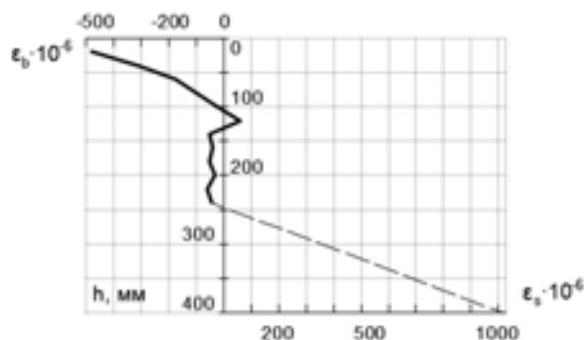


Рис. 8. График распределения деформаций в нормальном сечении опытного образца

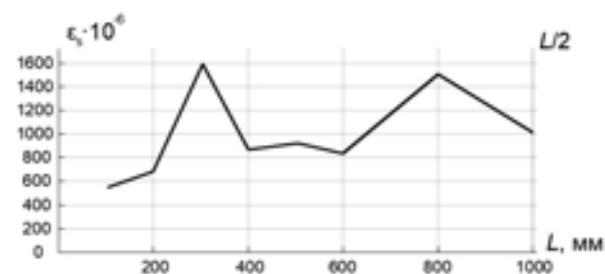


Рис. 9. График распределения деформаций по длине арматурного стержня

Анализ графиков прогибов образцов 2Б-0,95-22 и 2,5Б-0,95-22 (рис. 10) показывает, что до образования нормальных трещин прогибы образца 2Б-0,95-22 были несколько меньше. После образования нормальных трещин прогибы образцов в сечении под силой весьма близко совпадают, в середине пролета

образца 2Б-0,95-22 прогибы на 25 – 30 % выше. При нагрузке $P = 0,9P^{ult}$ прогиб под силой в пролете разрушения резко возрастает, опережая прогибы в остальных сечениях образца. Резкий рост прогиба обусловлен раскрытием критической наклонной трещины.

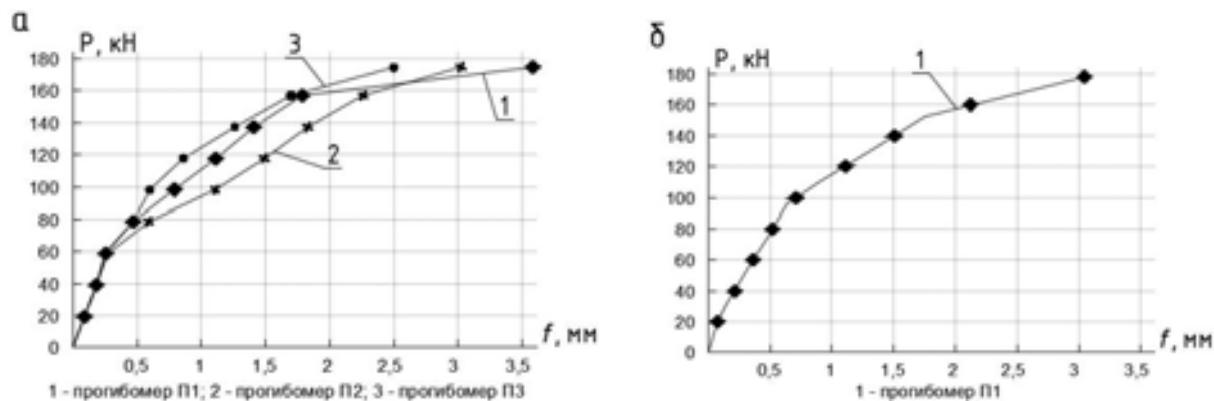


Рис. 10. Графики прогибов образцов 2Б-0,95-22 (а) и 2,5Б-0,95-22(б)

Теоретические значения разрушающей нагрузки определялись в соответствии с методикой СП 63.13330.2012 ($Q_{СП}$) по формуле (8.61), американских норм АСІ 318 – 11 ($Q_{АСІ}$) и европейских норм проек-

тирования Eurocode 2 ($Q_{ЕС}$). Теоретические и опытные значения (Q_{exp}) разрушающих нагрузок приведены в табл. 2.

Таблица 2

Результаты сравнения опытных и расчетных значений предельных поперечных сил

Маркировка образцов	Q_{exp} , кН	$Q_{СП}$, кН	$Q_{АСІ}$, кН	$Q_{ЕС}$, кН	$Q_{СП} / Q_{exp}$	$Q_{АСІ} / Q_{exp}$	$Q_{ЕС} / Q_{exp}$
2Б-0,95-22	88,3	124,0	91,7	88,5	1,40	1,04	1,00
2,5Б-0,95-22	86,3	99,2	91,7	88,5	1,15	1,06	1,03

Анализ приведенных в табл. 2 результатов показывает, что наилучшее соответствие расчетных и опытных значений прочности железобетонных балок при действии поперечных сил обеспечивают нормы проектирования Eurocode 2. Наблюдается незначительная переоценка несущей способности балок (~5 %) нормами АСІ 318 – 11 и более значительно (15 – 40 %) несущую способность переоценивает СП 63.13330.2012. В отличие от Eurocode 2 американские и отечественные нормы проектирования не учитывают в методике расчета процент продольного армирования. Превышение расчетных значений над опытными является следствием того, что эмпирические зависимости для оценки прочности бетона над наклонной трещиной получены преимущественно на образцах со средним и высоким процентом армирования. При малых процентах армирования сечения наблюдается тенденция к завышению расчетных значений прочности железобетонных балок при действии поперечных сил, что негативно влияет на конструктивную безопасность проектных решений.

Выводы. Получены новые экспериментальные данные о напряженно-деформированном состоянии железобетонных балок в зоне поперечного изгиба. Показано, что при малых процентах армирования сечения балки наблюдается тенденция к превышению расчетных значений прочности наклонных сечений над опытными значениями разрушающих нагрузок. Отмеченная тенденция негативно влияет на конструктивную безопасность проектных решений и указывает на несовершенство расчетной методики норм проектирования, базирующейся на эмпирической основе. Дальнейшее совершенствование нормативной методики расчета на действие поперечных сил возможно либо путем расширения экспериментальной базы данных для широкого диапазона конструктивных решений, либо путем совершенствования расчетных моделей, учитывающих влияние конструктивных параметров в более широком диапазоне.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Гвоздев А.А., Дмитриев С.А., Гуца Ю.П. и др. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций. М.: Стройиздат, 1978. 204 с.
2. Кодыш Э.Н., Никитин И.К., Трекин Н.Н. Расчет железобетонных конструкций из тяжелого бетона по прочности, трещиностойкости и деформациям. М.: АСВ, 2010. 348 с.
3. Карпенко Н. И. Общие модели механики железобетона. М.: Стройиздат, 1996. 416 с.
4. Collins M.P., Kuchta D.A. How Safe Are Our Large, Lightly Reinforced Concrete Beams, Slabs and Footings ? // *ACI Structural Journal*. 1999. V. 96, № 4. P. 482–490.
5. Reineck, K.-H., Kuchta D.A., Kang S. K., Marx S. Shear Database for Reinforced Concrete Members without Shear Reinforcement // *ACI Structural Journal*. 2003. V. 100, № 2. P. 240–249.
6. Филатов В.Б. Экспериментальное исследование нагельного эффекта продольной арматуры железобетонных балок // Интеграция, партнерство и инновации в строительной науке и образовании: сборник докладов Международной научной конференции. М.: НИУ МГСУ, 2017. С. 293–297.
7. Тамразян А.Г., Орлова М.А. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния железобетонных изгибаемых элементов с трещинами // Современные проблемы расчета железобетонных конструкций, зданий и сооружений на аварийные воздействия: сборник докладов Международной научной конференции. М.: НИУ МГСУ, 2016. С. 507–514.
8. Травуш В.И., Каприелов С.С., Конин Д.В., Крылов А.С., Чилин И.А. Экспериментальные исследования сталежелезобетонных конструкций, работающих на изгиб // *Строительство и реконструкция*. 2017. № 4 (72). С. 63–71.
9. Колчунов В.И., Губанова М.С. Напряженно-деформированное состояние нагруженного и коррозионно-поврежденного железобетона в зоне наклонных трещин // *Научный журнал строительства и архитектуры*. 2016. № 2 (42). С. 11–22.
10. Филатов В.Б. Сравнительная оценка прочности железобетонных элементов при поперечном изгибе по различным методикам // Современные проблемы расчета железобетонных конструкций, зданий и сооружений на аварийные воздействия: сборник докладов Международной научной конференции. М.: НИУ МГСУ, 2016. С. 484–488.
11. Филатов В.Б. Влияние сил зацепления в наклонной трещине на напряженное состояние железобетонных балок в зоне поперечного изгиба // *Научно-технический вестник Поволжья*. 2015. № 4. С. 136–138.
12. Филатов В. Б. Арцыбасов А.С., Багаутдинов М.А., Гордеев Д.И., Кортуннов А.И., Никитин Р.А. Анализ расчетных моделей при расчете прочности наклонных сечений железобетонных балок на действие поперечных сил // *Известия Самарского научного центра РАН*. 2014. Т. 16, № 4-3. С. 642–645.

Об авторах:

ФИЛАТОВ Валерий Борисович

кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры строительных конструкций Самарский государственный технический университет Академия строительства и архитектуры 443001, Россия, г. Самара, ул. Молодогвардейская, 194 E-mail: vb_filatov@mail.ru

ГОРЫНЦЕВ Владислав Олегович

магистрант кафедры строительных конструкций Самарский государственный технический университет Академия строительства и архитектуры 443001, Россия, г. Самара, ул. Молодогвардейская, 194 E-mail: goryntsev95@gmail.com

БИНДЕР Валерий Павлович

магистрант кафедры строительных конструкций Самарский государственный технический университет Академия строительства и архитектуры 443001, Россия, г. Самара, ул. Молодогвардейская, 194 E-mail: valerabinder@mail.ru

FILATOV Valery B.

PhD in Engineering Science, Associate Professor of the Building Structures Chair Samara State Technical University Academy of Civil Engineering and Architecture 443001, Russia, Samara, Molodogvardeyskaya str., 194 E-mail: vb_filatov@mail.ru

GORYNTSEV Vladislav O.

Master's Degree Student of the Building Structures Chair Samara State Technical University Academy of Civil Engineering and Architecture 443001, Russia, Samara, Molodogvardeyskaya str., 194 E-mail: goryntsev95@gmail.com

BINDER Valery P.

Master's Degree Student of the Building Structures Chair Samara State Technical University Academy of Civil Engineering and Architecture 443001, Russia, Samara, Molodogvardeyskaya str., 194 E-mail: valerabinder@mail.ru

Для цитирования: Филатов В.Б., Горынцев В.О., Биндер В.П. Результаты экспериментального исследования сопротивления железобетонных балок в зоне поперечного изгиба // *Градостроительство и архитектура*. 2017. Т.7, №4. С. 25-31. DOI: 10.17673/Vestnik.2017.04.5.

For citation: Filatov V.B., Goryntsev V.O., Binder V.P. Results of experimental research of reinforced concrete beams resistance in the zone of shear bending // *Urban construction and architecture*. 2017. V.7, 4. Pp. 25-31. DOI: 10.17673/Vestnik.2017.04.5.