

УДК 624.072.2.012.4.046

РАСЧЕТНАЯ МОДЕЛЬ СОПРОТИВЛЕНИЯ ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Ю.В. Краснощекоев
ФГБОУ ВО «СибАДИ»,
г. Омск, Россия
uv1942@mail.ru

АННОТАЦИЯ

Введение. Решается задача разработки расчетной модели сопротивления поперечной силе железобетонных изгибаемых элементов с учетом влияния изгибающих моментов.

Материалы и методы. Выполнен анализ исследований и методов расчета прочности железобетонных элементов по поперечной силе и определены способы решения поставленной задачи.

Результаты. Предлагается расчетная модель несущей способности железобетонных элементов по поперечной силе, учитывающая совместное действие поперечных сил и изгибающих моментов. Для определения влияния поперечной силы на напряженное состояние нормальных сечений использована аналогия между аркой с затяжкой и траекторией главных сжимающих напряжений в балке (арочный эффект). Сделан вывод, что одним из основных регуляторов надежности железобетонных элементов, рассчитанных по новой модели, является расчетное значение сопротивления сдвигу бетона. Выполнено сравнение результатов расчета по предлагаемому методу и ранее полученным опытными данными.

Обсуждение и заключение. Несущая способность железобетонных элементов на действие поперечной силы зависит от прочности сжато-сдвигаемой зоны бетона над трещинами, размеры и напряженное состояние которой определяются с использованием арочной аналогии. Применение предлагаемой модели позволяет устранить эмпирические недостатки нормативного метода расчета и значительно упростить оценку прочности при проектировании изгибаемых железобетонных элементов.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: прочность железобетона, поперечная сила, изгибающий момент, обобщенная расчетная модель, сопротивление бетона сдвигу, арочная аналогия.

© Ю.В. Краснощекоев



Контент доступен под лицензией
Creative Commons Attribution 4.0 License.

CALCULATED MODEL OF THE TRANSVERSE STRENGTH RESISTANCE OF REINFORCED CONCRETE BENDING ELEMENTS

Y.V. Krasnoshchekov

Siberian State Automobile and Highway University,
Omsk, Russia
uv1942@mail.ru

ABSTRACT

Introduction. *The paper presents the design solution of the computational model to the transverse strength resistance of reinforced concrete bending elements, taking into account the influence of bending moments.*

Materials and methods. *The author analyzed the methods of the reinforced concrete elements' strength calculation by transverse force and also presented the solutions of such problem.*

Results. *As a result, the paper describes the calculation model of the bearing capacity of reinforced concrete elements by the transverse force, taking into account the joint action of transverse force and bending moments. The author uses the analogy between the arch with tightening and the trajectory of the main compressive stresses in the beam (arch effect) to determine the effect of the transverse force on the stress state of normal sections. Moreover, the paper concludes that one of the main regulators of the reinforced concrete elements' reliability is the calculated value to the concrete shear resistance. The manuscript demonstrates the comparison of the calculation results by the proposed method to the previously obtained experimental data.*

Discussion and conclusions. *The bearing capacity of reinforced concrete elements on the transverse force depends on the strength of the concrete compressed-shear zone over cracks, the size and stress state of which are determined by the arch analogy. The application of the proposed model eliminates the empirical shortcomings of the normative calculation method and greatly simplifies the strength assessment on the bent concrete elements' design.*

KEYWORDS: *reinforced concrete strength, transverse force, bending moment and the generalized analysis model, the resistance of the concrete shear, arched analogy.*

© Y.V. Krasnoshchekov



Content is available under the license
Creative Commons Attribution 4.0 License.

ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1. Основные недостатки современной теории расчета железобетонных конструкций на действие поперечной силы: эмпирическая оценка усилий, воспринимаемых бетоном, и раздельное рассмотрение уравнений равновесия моментов и поперечных сил, исключающее возможность учета их взаимного влияния. Для устранения отмеченных недостатков предпринята попытка построения новой расчетной модели.

2. Совершенствование теории расчета невозможно без анализа опыта проектирования железобетонных конструкций. Выявлены недостатки и недооцененные в свое время преимущества различных расчетных моделей. В частности, на определенных этапах развития теории выполняли анализ траекторий главных напряжений, дающих наглядное представление о направлении внутренних усилий в изгибаемых элементах. Например, траектория главных сжимающих напряжений является основой арочного эффекта, который можно использовать для учета взаимного влияния поперечных сил и изгибающих моментов.

3. Новая модель основана на арочном эффекте и уточнении напряженного состояния нормальных сечений, проходящих через вершину косых трещин, в предельном состоянии разрушения под действием сдвигающих и изгибающих усилий. В результате сравнения расчетных и опытных данных получено представление о расчетных значениях сопротивления бетона сдвигу.

ВВЕДЕНИЕ

В процессе развития теории железобетона применяли различные расчетные модели прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил Q . К настоящему времени накоплена достаточная эмпирическая основа в виде общепризнанных форм разрушения железобетонных элементов от поперечных сил, которая может происходить:

- по сжатой зоне в результате раздробления или среза бетона над наклонной трещиной;
- по растянутой зоне вследствие текучести или нарушения анкеровки арматуры;
- в результате раздробления бетона между наклонными трещинами.

Однако, несмотря на многочисленные исследования железобетонных конструкций, методы расчета на действие поперечных сил, применяемые в настоящее время в России, все еще остаются несовершенными¹. Обилие эмпирических коэффициентов в расчетных моделях лишает расчет необходимой наглядности и затрудняет его применение в практике проектирования. Аналогичный вывод сделан при анализе расчетных моделей, принятых в евро нормах: несмотря на то, что действие поперечной силы, вероятно, – наиболее изученный вид повреждения конструкций, многие вопросы остаются неопределенными или спорными. В отличие от сопротивления изгибу не существует даже общепринятой теории, которая описывала бы поведение конструкций при сдвиге, особенно без поперечной арматуры [1].

К недостаткам современной теории расчета на действие поперечной силы следует отнести также раздельное рассмотрение уравнений равновесия моментов и поперечных сил, затрудняющее возможность учета их взаимного влияния. На наш взгляд, основным препятствием в развитии теории расчета на действие поперечных сил является неопределенность напряженного состояния бетона при разрушении сжатой зоны сечений элемента, проходящих через вершину критической наклонной трещины. По этой причине в настоящее время не учитывается взаимное влияние моментов и поперечных сил на размеры и напряженное состояние сжатой зоны бетона. При разрушении по моменту неопределенным является влияние на напряженное состояние сжатой зоны поперечных сил. При разрушении по поперечной силе неопределенным является влияние на напряженное состояние моментов.

Цель данного исследования – разработка расчетной модели сопротивления поперечной силе с учетом влияния изгибающих моментов.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

До разработки метода предельных состояний расчет сводился к проверке на растяжение (скалывание) от действия касательных (скалывающих) напряжений, определяемых по простой формуле (в общем случае соответствующей формуле Журавского):

$$\tau = Q/bz, \quad (1)$$

¹ Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций / под ред. А.А. Гвоздева. М. : Стройиздат, 1978. 204 с.

где b – минимальная ширина сечения, z – плечо внутренних сил, принимаемое приближенно равным $0,9h_0$.

Если напряжения τ не превышали допустимых, указанных нормами значений, то по расчету в железобетонных элементах не требовалась постановка отгибов и хомутов. Тем не менее поперечная арматура ставилась по конструктивным соображениям, так как разрушение от действия поперечных сил признавалось очень опасным. В случае когда скалывающие напряжения превосходили допустимые значения, то по германским и многим другим нормам скалывающие усилия полностью передавались на отгибы и хомуты без учета влияния сопротивления бетона².

Формула Журавского и её производное (1) никак не объясняли разрушение железобетонных элементов с образованием в бетоне косых трещин. Поэтому позднее расчет стал выполняться на совместное действие нормальных и касательных напряжений по главным (косым) растягивающим напряжениям^{3, 4, 5}:

$$\sigma_{mt} = \sigma + \sqrt{(\sigma/2)^2 + \tau^2}. \quad (2)$$

Касательные напряжения в выражении (2) по-прежнему определяли по формуле (1) с уточнением плеча z в зависимости от неупругих деформаций бетона сжатой зоны.

При расчете по главным растягивающим напряжениям допускалось передавать на бетон до 40% напряжений, но основная их часть должна была восприниматься отгибами и поперечной арматурой.

Ввиду обязательного применения отгибов и поперечной арматуры методы расчета по касательным и главным растягивающим напряжениям иногда называют методом «фер-

менной аналогии» (метод Риттера-Мёрша), поскольку в них применена идеализированная стержневая модель с использованием аналогии железобетонного элемента с поперечной арматурой и раскосной фермой⁶ [6]. Расчет прочности по методу «ферменной аналогии» производился по главным растягивающим напряжениям, воспринимаемым бетоном и арматурой.

Метод «ферменной аналогии» не утратил значения до сих пор и реализован в усовершенствованном виде в нормах стран Европы и Америки при расчете на действие поперечных сил (модель «тяжи и распорки»)⁷ [1, 2].

Известны также расчетные модели железобетонных балок в виде систем с элементами, расположенными по траектории главных напряжений [3, 4]. Например, после образования в балке наклонных трещин просматривается подобие арки с арматурной затяжкой (рисунок 2). Однако модель с учетом арочного эффекта, создаваемого траекторией главных сжимающих напряжений, не получила развития на действие поперечных сил [5].

Результаты расчетов с применением моделей, основанных на различных аналогиях, в некоторых случаях значительно расходятся с опытными данными и при оценке прочности недостаточно надежны.

На основе метода равновесия предельных усилий, разработанного А.А. Гвоздевым, и экспериментов М.С. Боришанского были получены новые представления о сопротивлении железобетонных элементов действию поперечных сил^{8, 9}. Предложенная ими модель наклонного сечения в предельном состоянии по прочности позволила перейти от главных напряжений к внутренним усилиям, действующим на стадии разрушения.

Совершенствованию расчетной модели

² Молотилов, Н.И. Теория и практика железобетона. Конструирование и расчет / Н.И. Молотилов. Часть 1. Томск : Издатком втузов, 1931. 1002 с.

³ Там же.

⁴ Таль, К.Э., Костюковский М.Г. Расчет и конструирование железобетонных конструкций. М. – Л. : Стройиздат, 1941. 160 с.

⁵ Иванов-Дятлов, И.Г. Железобетонные конструкции. М. – Л. : Минкомхоз. 1950. 296 с.

⁶ Залесов А.С., Климов Ю.А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил. Киев : Будивельник, 1989. 104 с.

⁷ Алмазов В.О. Проектирование железобетонных конструкций по евронормам. М. : Издательство АСВ, 2007. 216 с.

⁸ Гвоздев А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. М. : Стройиздат, 1949. 280 с.

⁹ Боришанский М.С. Расчет отогнутых стержней и хомутов в изгибаемых железобетонных элементах по стадии разрушения. М. – Л. : Стройиздат, 1946. 79 с.

наклонного сечения посвящены обширные исследования А.С. Залесова и его учеников^{10, 11, 12, 13}. Усовершенствования позволили повысить точность расчетов и надежность проектируемых конструкций. В работе¹⁴ подробно описана общая деформационная модель для наклонных сечений с диагональными трещинами и её упрощенные варианты. В общей модели использованы, в частности зависимости, связывающие касательные напряжения и перемещения материалов вдоль наклонной трещины.

Исследования продолжаются, однако направлены они в основном на уточнение теоретических моделей деталями, зачастую малозначимыми и усложняющими расчет. Тем не менее некоторые экспериментальные данные, получаемые в рамках этих исследований, заслуживают внимания. Так, испытаниями установлено, что существует взаимосвязь между поперечной силой, воспринимаемой изгибаемыми железобетонными элементами, и высотой сжатой зоны в момент разрушения по наклонному сечению, а также зависимость предельных деформаций и напряжений сдвига от величины продольных напряжений в нормальном сечении, проходящем через вершину наклонной трещины [6].

Основной и наиболее опасной формой разрушения является раздробление или срез бетона сжатой зоны. С такой формой обычно ассоциируется расчет методами «ферменной» аналогии или наклонных сечений при действии моментов или поперечных сил. Двойственный характер такого разрушения является обоснованием расчета на раздельное действие изгибающих моментов M и поперечных сил Q . При преобладающем действии моментов разрушение происходит в результате образования нормальных и наклонных трещин с последующим раздроблением сжатой зоны бетона над трещинами или разрывом растянутой арматуры, пересекающей трещины. Разрушение от действия поперечных сил, как установлено многочисленными опытами, происходит по наклон-

ному сечению, проходящему по наклонной трещине с разрушением бетона над трещиной, иногда сопровождаемое срезом сжатой зоны. Неопределенным здесь является влияние на напряженное состояние моментов. Общим в этих видах разрушения является образование и развитие трещин с последующим разрушением бетона сжатой зоны. На основании этого в работе [17] предложена обобщенная модель расчета прочности железобетонных элементов при поперечном изгибе в виде

$$Q/Q_{ult} + M/M_{ult} = 1, \quad (3)$$

где Q_{ult} и M_{ult} – предельные расчётные усилия в нормальном сечении.

Однако предложенная модель требует более тщательного теоретического анализа напряженного состояния и обоснования предельных усилий.

РЕЗУЛЬТАТЫ

В российских нормах сопротивление бетона поперечной силе в настоящее время рекомендуется определять по эмпирической формуле в зависимости от расчётного сопротивления бетона растяжению R_{bt}

$$Q_b = 1,5R_{bt}bh_0^2 / c, \quad (4)$$

где b , h_0 – размеры нормального сечения; c – наиболее опасная длина проекции наклонного сечения на ось балки.

Поиски наиболее опасной длины проекции наклонного сечения продолжают до сих пор, поэтому нормами рекомендуется принимать приближенно $c = (1 - 2)h_0$.

Покажем, что сведения о величине c можно получить из анализа формулы (1). Наличие в этой формуле параметра изгиба z свидетельствует об её обобщенном характере и возможности учета влияния изгибающего момента. Примем для балки прямоугольного сечения при высоте сжатой зоны $x = \xi h_0$ плечо (расстояние между центрами тяжести сжатой и растя-

¹⁰ Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций / под ред. А.А. Гвоздева. М. : Стройиздат, 1978. 204 с.

¹¹ Залесов А.С., Климов Ю.А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил. Киев : Будивельник, 1989. 104 с.

¹² Залесов А.С., Ильин О.Ф., Титов И.А. Напряженное состояние перед разрушением // Новое о прочности железобетона / под ред. К.В. Михайлова. М. : Стройиздат, 1977. С. 76–93.

¹³ Тур В.В., Кондратчик А.А. Расчет железобетонных конструкций на действие поперечных сил. Брест : БГТУ, 2000. 400 с.

¹⁴ Там же.

нутой зон) $z = M/\sigma_b x$. В случае $M = Qc$ имеем $c = \sigma_b h_0 / t$. Если принять, что при разрушении прочность бетона сжатой зоны исчерпана на сжатие и срез, то $\sigma/t \approx 10$. Отсюда можно получить приближенное выражение для длины проекции наиболее опасного наклонного сечения $c \approx 10\xi h_0$. Из анализа формулы М.С. Боришанского (4), принятой ныне действующими российскими нормами проектирования, установлено, что она исходит из среднего значения $\xi = 0,15$ [8]. При этих условиях среднее значение $c = 1,5h_0$ соответствует рекомендациям норм. Опытами установлено также, что если $c \leq 5h_0$, то максимальное значение $\xi = 0,5h_0$.

В работе¹⁵ отмечено, что величина Q_b по существу включает в себя поперечную силу, воспринимаемую бетоном над наклонной трещиной. Однако это противоречит опытным данным, полученным при испытании железобетонных балок, нагруженных парой сил симметрично относительно среднего сечения¹⁶. На рисунке 1 показаны характерные трещины на приопорных участках перед разрушением балочных элементов. Здесь в результате совместного действия поперечных сил и изгибающих моментов образуются трещины криволинейного очертания и только на участке между силами F развиваются в основном нормальные трещины. В процессе испытаний определяли напряженно-деформированное состояние бетона и арматуры и выявили ряд особенностей. Установлено, например, что бетон активно работает на сжатие не только над вершиной наклонной трещины, но и ниже её, причем напряжения под наклонной трещиной достигают почти 50% призмочной прочности (см. нормальные напряжения σ_b на рисунке 1). Касательные напряжения действуют практически по всей высоте нормального сечения, в том числе и в пределах нормальной трещины. Природу касательных напряжений в нормальной трещине можно объяснить действием механического зацепления неровностей берегов трещины при сдвиговых деформациях бетона и работой продольной арматуры как нагелей.

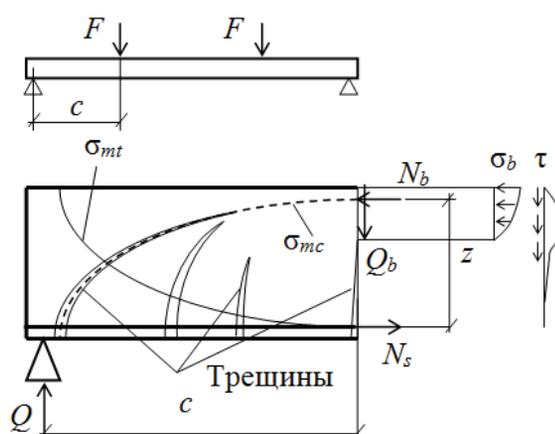


Рисунок 1 – Схема трещин и усилий на приопорном участке балки

Figure 1 – Scheme of the cracks and effort pre-supporting area of the beam

Источник: составлено автором на основе анализа опытных данных¹⁷

Известно, что очертание трещин определяется направлением главных сжимающих напряжений σ_{mc} , которые пересекаются с линией главных растягивающих напряжений σ_{mt} под прямым углом. Траектории главных напряжений дают наглядное представление о направлении внутренних усилий в изгибаемых элементах. В каждой точке траектории касательная совпадает с направлением главных напряжений, поэтому арматуру железобетонных балок целесообразно располагать по направлению главных растягивающих напряжений [4].

Арочным эффектом, создаваемым главными сжимающими напряжениями, можно объяснить характер разрушения опытных железобетонных балок с поперечной арматурой и без неё в экспериментах Ф. Мёрша, сведения о которых извлечены из работы¹⁸. На рисунке 2 показано, что разрушение обеих балок переменного сечения с одинаковой продольной арматурой происходит после образования нормальных и наклонных трещин и определенным образом связано с траекторией глав-

¹⁵ Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций / под ред. А.А. Гвоздева. М. : Стройиздат, 1978. 204 с.

¹⁶ Залесов А.С., Ильин О.Ф., Титов И.А. Напряженное состояние перед разрушением // Новое о прочности железобетона / под ред. К.В. Михайлова. М. : Стройиздат, 1977. С. 76–93.

¹⁷ Там же.

¹⁸ Молотилов, Н.И. Теория и практика железобетона. Конструирование и расчет / Н.И. Молотилов. Часть 1. Томск : Издатком втузов, 1931. 1002 с.

ных сжимающих напряжений (точечные линии). Верхняя балка без поперечной арматуры разрушилась при сосредоточенной нагрузке $F = 15,3$ тс. Разрушение нижней балки с поперечной арматурой произошло по нормальному сечению, проходящему по краю распределительной пластины под испытательной нагрузкой $F = 28,5$ тс. Обратим внимание, что поперечная арматура в нижней балке расположена на значительном удалении от нормальных сечений, по которым произошло обрушение балок, и тем не менее она заметно повлияла на увеличение несущей способности.

Приведенные примеры натолкнули на мысль о том, что траекторию главных сжимающих напряжений можно использовать для уточнения размеров сжато-сдвигаемой зоны бетона. Бетон над условной аркой главных сжимающих напряжений можно рассматривать как определенный резерв прочности нормальных сечений, который реализуется при действии поперечной силы. Чем больше участок бетона над аркой, тем больше сопротивление поперечной силе.

Развивая эту мысль, на рисунке 3 выделили условную арку по траектории главных сжимающих напряжений. Кроме арки с затяжкой

в конструкции балки, обеспечивающей восприятие изгибающих моментов, имеются два обширных участка бетона ниже и выше арки. В нижнем (пролетном) участке в процессе нагружения, как правило, образуются и развиваются трещины, и работа бетона в предельном состоянии при разрушении балки обычно не учитывается. В верхних (надпорных) участках бетон выполняет не только конструктивные функции, но может быть учтен при расчете на действие поперечных сил, т.е. по размерам этих участков можно судить о сопротивлении сдвигу нормальных сечений балки.

Таким образом, в общем случае при поперечном изгибе балок бетон каждого нормального сечения на участке без трещин воспринимает нормальные напряжения сжатия и касательные напряжения сдвига. В процессе нагружения в бетоне сжатой (сжато-сдвигаемой) зоны происходит сложный процесс перераспределения напряжений. Определить действительное напряженное состояние бетона при разрушении путем прямых измерений невозможно, поэтому для расчета в предельном состоянии приняты упрощающие предпосылки (рисунок 4).

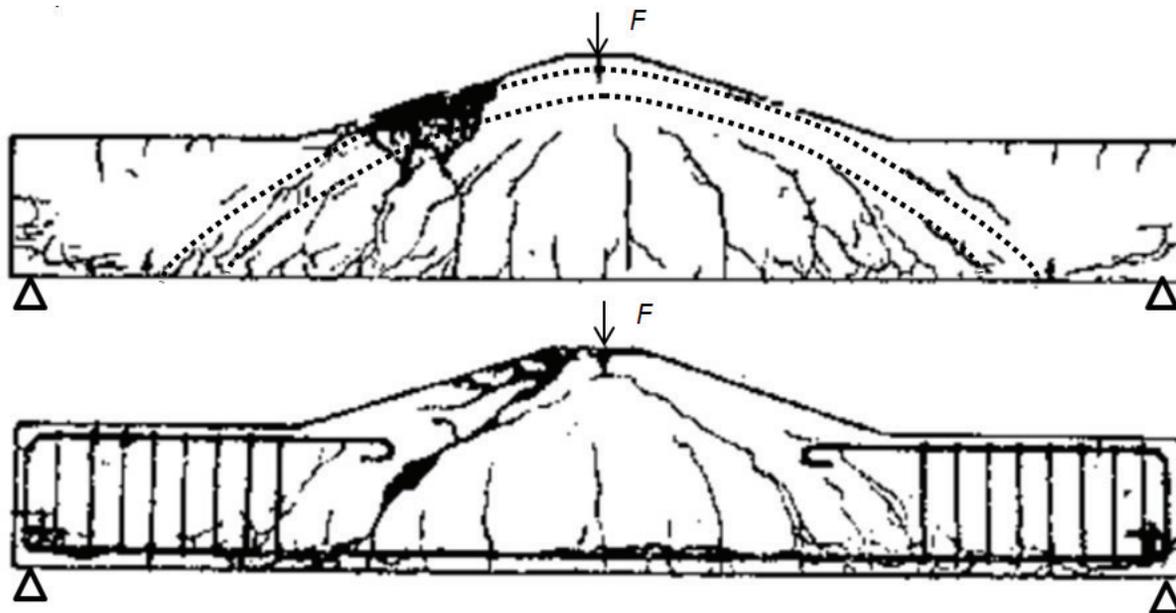


Рисунок 2 – Схемы опытных балок после разрушения с траекторией главных сжимающих напряжений

Figure 2 – Schemes of experimental beams after the destruction by the compressive stress trajectory
Источник: заимствовано¹⁹ с авторским дополнением элементами расчетной схемы

¹⁹ Там же.

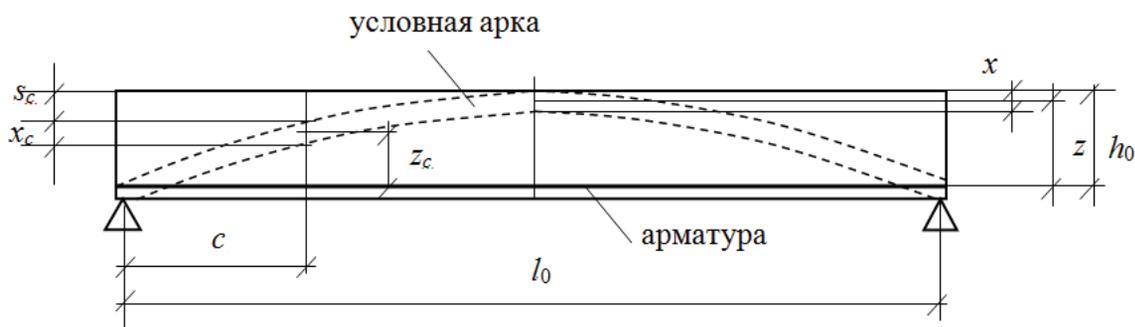


Рисунок 3 – Схема балки с условной аркой по траектории главных сжимающих напряжений

Figure 3 – Scheme of the conventional arch beam by the compressive stress trajectory
Источник: составлено автором на основе гипотезы арочного эффекта

1) Предельными значениями напряжений бетона в нормальных сечениях принимаются расчетные сопротивления сжатию R_b и срезу (сдвигу) $R_{b,sh}$.

2) Нормальные напряжения в бетоне равномерно распределяются по площади сжатия A_{bc} , касательные напряжения концентрируются на площади среза $A_{b,sh}$. Общая площадь сжатой зоны $A_b = A_{bc} + A_{b,sh}$.

3) Нормальное усилие сжатия в расчетном сечении $N_b = R_b A_{bc}$ принимается из условия равновесия $N_b = N_s$. Отсюда площадь сжатого бетона $A_{bc} = N_s / R_b$. Если растянутая арматура в пролете балки не обрывается, то площадь сжатия прямоугольного сечения принимается по наиболее напряженному сечению балки (при поперечной силе $Q = 0$) $A_{bc} = A_b = bx$.

4) Усилие в растянутой арматуре $N_s = R_s A_s$, причем площадь сечения арматуры A_s должна быть не менее требуемой по условию прочности рассматриваемого сечения балки на действие изгибающего момента, а арматура

должна быть надежно заанкерена за пределами рассматриваемого нормального сечения.

5) При известном значении изгибающего момента в сечении M усилие N_b приложено на расстоянии от растянутой арматуры $z_c = M / N_s$. Изгибающий момент M в расчетном сечении принимается по эпюре моментов. Например, при схеме нагружения по рисунку 1 следует $M = Qc$.

6) Площадь сечения бетона $A_{b,sh}$ находится по фактическим значениям ширины и высоты

$$s_c = h_0 - z_c - x/2. \quad (5)$$

Высоту сечения сжатого участка x целесообразно принять как для прямоугольного сечения, поэтому при определении площади A_b ширина сечения принимается минимальной b_{min} , если сечение балки отличается от прямоугольного.

7) Прочность нормального сечения на срез определяется усилием $Q_b = R_{b,sh} A_{b,sh}$. В общем случае $A_{b,sh} = A_b - A_{bc}$.

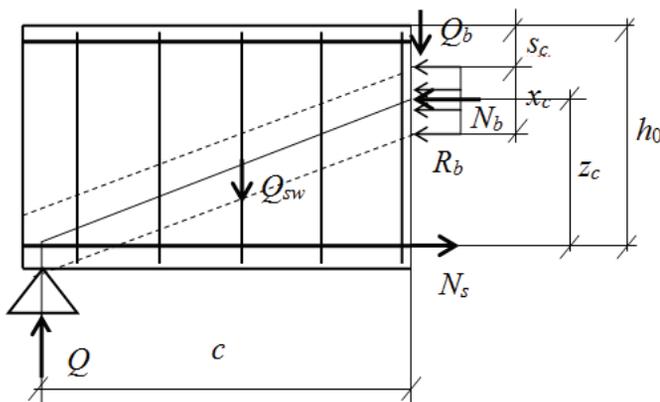


Рисунок 4 – Схема расчетных усилий в нормальном сечении

Figure 4 – Scheme of calculated forces in normal section
Источник: составлено автором по расчетным предпосылкам

Таблица
Кoeffициенты безопасности C для опытных балок при расчетных значениях поперечной силы Q

Table
Safety factors C of the experimental beams with design shear force values Q

№	По СП 63.3330.2012*	По (7) при γ_b		
		1,0	1,5	2,0
1	2,17	2,98	2,30	1,96
2	2,80	3,61	2,71	2,26
3	2,94	3,83	2,89	2,42
4	1,29 (1,77)	1,56 (2,07)	1,44 (1,86)	1,35 (1,72)
5	1,26 (1,73)	1,52 (2,02)	1,40 (1,81)	1,32 (1,68)
6	1,13 (1,36)	1,61	1,29	1,14
7	1,69	2,39	1,92	1,69
8	2,11	2,68	2,01	1,67
9	1,74	2,21	1,66	1,38
10	1,44 (1,88)	1,68 (2,13)	1,49 (1,83)	1,37 (1,65)
11	1,29 (1,69)	1,51 (1,90)	1,34 (1,63)	1,23 (1,47)
12	1,32 (1,73)	1,54 (1,94)	1,37 (1,68)	1,25 (1,51)
13	1,39 (1,82)	1,63 (2,06)	1,45 (1,78)	1,33 (1,60)
14	1,48 (1,78)	1,81	1,36	1,13
15	1,94	2,21 (2,72)	1,91 (2,28)	1,72 (2,02)

С учетом принятых предпосылок при прямоугольном сечении балки шириной b и загрузке по схеме 1 для расчетного значения Q_b получено выражение

$$Q_b = R_{b,sh} b \left(z - \frac{Qc - Q_{sw} c / 2}{N_s} \right). \quad (6)$$

Анализ формулы (5) показывает, что условие обязательного применения поперечной арматуры является условие $s_c = 0$, при котором $Q_b = 0$. Из формулы (6) следует, что максимальное значение $Q_b = R_{b,sh} b z$ имеет место, если внешний момент полностью воспринимается поперечной арматурой или отгибами, т.е. при $Qc = Q_{sw} c / 2$. Интересно, что полученная зависимость подобна выражению (1) в предельном состоянии.

Сопrotивление бетона срезy определяют по эмпирической зависимости $R_{b,sh} = (0,5 \dots 0,7) \sqrt{R_b R_b}$ или принимают $R_{b,sh} = \gamma_b R_{bt}$ при $\gamma_b \leq 2^{20, 21}$. Рекомендуется уточнять расчет-

ные значения коэффициента γ_b опытным путем.

Для определения расчетной величины поперечной силы при известном значении длины проекции наклонного сечения получено выражение

$$Q = [bzR_{b,sh} + Q_{sw} (1 + bcR_{b,sh} / 2N_s)] / k_c. \quad (7)$$

Здесь $k_c = 1 + bcR_{b,sh} / N_s$.

С целью проверки полученных зависимостей по формуле (7) вычисляли расчетную величину разрушающей нагрузки $F = Q$ опытных балок²² при разных значениях коэффициента γ_b . Сравнивали коэффициенты безопасности $C = Q_{он} / Q$, определенные разными способами. В таблице приведены результаты проверочных расчетов по нормативным зависимостям и формуле (7).

Согласно ГОСТ 8829–94 прочность железобетонных изделий проверяется по коэффициенту безопасности $C = Q_{он} / Q$, соответствующему несущей способности, определенной с

²⁰ Кудзис А.П. Железобетонные и каменные конструкции. В 2-х частях. Часть 1. Материалы, конструирование, теория и расчет. М. : Высшая школа, 1988. 287 с.

²¹ Беляев Н.М. Сопrotивление материалов. М. : Наука, 1976. 856 с.

²² Залесов А.С., Ильин О.Ф., Титов И.А. Напряженное состояние перед разрушением // Новое о прочности железобетона / под ред. К.В. Михайлова. М. : Стройиздат, 1977. С. 76–93.

учетом расчетных сопротивлений материалов и принятой схемы нагружения. Значения коэффициента безопасности S при разрушении от достижения в рабочей арматуре нормального или наклонного сечений напряжений, соответствующих пределу текучести (условному пределу текучести) стали, до раздробления сжатого бетона принимают в зависимости от класса арматуры от 1,25 до 1,4. При разрушении от раздробления бетона сжатой зоны над нормальной или наклонной трещиной в изделии до достижения предела текучести (условного предела текучести) стали в растянутой арматуре, что соответствует хрупкому характеру разрушения, принимается $S = 1,6$. Коэффициент безопасности S фактически является характеристикой надежности расчетной модели прочности железобетонного изделия²³.

Результаты расчета на действие поперечной силы Q по нормативным зависимостям свидетельствуют о достаточной надежности опытных изделий, кроме балки б (см. таблицу). В скобках приведены результаты расчета по допускаемым нормами расчетным значениям, значительно превышающим надежность опытных изделий ($S > 1,6$). Малые значения коэффициента безопасности для балок с поперечной арматурой можно объяснить значительным влиянием поперечной арматуры на разрушение опытных изделий и (или) возможно завышенными расчетными значениями Q_{sw} , которые вычисляли по нормативным зависимостям.

Применение зависимости (7) для проверочного расчёта опытных балок на действие поперечной силы Q при $\gamma_b = 1,5$ подтверждают достаточную надежность предлагаемой расчетной модели для всех проверенных опытных изделий.

На основе зависимости (6) можно решать различные задачи. Так, максимальное расчетное значение длины проекции наклонного сечения без поперечной арматуры можно определить по формуле

$$c = N_s \left(z/Q - 1/bR_{b,sh} \right). \quad (8)$$

Приведем примеры расчетов и сравним результаты с нормативными требованиями.

Пример 1. Определить несущую способность балки без поперечного армирования в сечении $c = 2h_0$.

Исходные данные: размеры прямоугольного сечения $b = 20$ см и $h_0 = 27$ см; площадь сечения продольной арматуры класса А 400 ($R_s =$

$= 360$ МПа, модуль упругости $E_s = 200000$ МПа) по всей длине балки $A_s = 6,28$ см², призматическая прочность тяжелого бетона $R_b = 10$ МПа, $R_{bt} = 0,8$ МПа, сопротивление бетона срезу $R_{b,sh} = 1,5R_{bt} = 1,2$ МПа. Изгибающий момент от расчетных нагрузок $M = 45$ кН·м, поперечная сила $Q = 30$ кН.

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны нормального сечения $\xi_R = 0,8 / (1 + 360/200000 \cdot 0,0035) = 0,528$. Относительная высота сжатой зоны $\xi = 360 \cdot 0,000628 / (10 \cdot 0,2 \cdot 0,27) = 0,419 < \xi_R$. Высота сжатой зоны $x = 0,419 \cdot 0,27 = 0,113$ м. Плечо $z = 0,27 - 0,113/2 = 0,213$ м. Несущая способность нормальных сечений по изгибающему моменту $M_{ult} = 10 \cdot 0,2(0,27 - 0,113/2) \cdot 0,113 \cdot 1000 = 48,25$ кН·м $> M$. По формуле (6) несущая способность сжатой зоны на срез $Q_b = 1,2 \cdot 0,2(0,213 - 0,03 \cdot 0,54 \cdot 10000/360 \cdot 6,28) \cdot 1000 = 33,9$ кН > 30 кН. Это означает, что несущая способность балки с проекцией наклонного сечения $c = 2h_0$ м без поперечного армирования обеспечена.

По формуле (4) норм проектирования $Q_b = 1,5 \cdot 0,8 \cdot 0,2 \cdot 0,27^2 \cdot 1000 / (2 \cdot 0,27) = 32,4$ кН $> Q$, т.е. несущая способность балки без поперечного армирования также обеспечена.

Пример 2. По данным примера 1 определить проекцию наклонного сечения без поперечного армирования при произвольном нагружении (без учета влияния внешней нагрузки на балке, расположенной в пределах наклонных сечений).

По формуле (8) получено $c = 360 \cdot 6,28(0,213/0,03 - 1/0,2 \cdot 1,2)/10000 = 0,66$ м.

По действующим нормам проектирования длина проекции наклонного сечения $c = 1,5 \cdot 0,8 \cdot 0,2 \cdot 0,27^2 \cdot 1000 / 30 = 0,58$ м.

ОБСУЖДЕНИЕ И ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Несущая способность железобетонных элементов на действие поперечных сил и изгибающих моментов зависит от прочности сжато-сдвигаемой зоны нормальных сечений. Размеры сжатого участка нормального сечения в предельном состоянии по прочности определяются по правилам пластического шарнира от действия изгибающего момента с учетом арочного эффекта при очертании условной арки по траектории главных сжимаемых напряжений. Размеры сдвигаемого участка характеризуются разницей высот нормального сечения изгибаемого элемента и условной арки.

²³ Краснощечков Ю.В., Заполева М.Ю. Основы проектирования конструкций зданий и сооружений. Москва–Вологда: Инфра-Инженерия, 2018. 294 с.

Расчетные значения сопротивления бетона на срез нормируются из условия $R_{b,sh} \leq \gamma_b R_{bt}$ при $\gamma_b = 1 \dots 2$. Коэффициент γ_b уточняется опытным путем.

Применение предлагаемой модели с четким физическим смыслом расчетных параметров позволяет значительно упростить оценку прочности на действие поперечной силы при проектировании изгибаемых железобетонных элементов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Beeby A.W. and Narayanan R.S. Designers guide to Eurocode 2: Design of concrete structures. London. 2009. 230 p.

2. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and commentary (ACI 318r-02). American Concrete Institute. Farmington Hills. 2014.

3. Mörsch F. Der Eisbetonbau. Stuttgart. 1926. P.197–206.

4. Leonhardt F. Spannbeton für die Praxis. Berlin. 1955. 588 p.

5. Богданович О.А. К расчету несущей способности статически определимой железобетонной балки с учетом влияния «арочного эффекта» // Теоретические и экспериментальные исследования мостов и строительных конструкций. №6. Омск, 1973. С. 122–131.

6. Силантьев А.С. Экспериментальные исследования влияния продольного армирования на сопротивление изгибаемых железобетонных элементов без поперечной арматуры по наклонным сечениям // Промышленное и гражданское строительство. № 1. 2012. С. 64–67.

7. Краснощекоев Ю.В. Прочность железобетонных элементов по наклонным сечениям при совместном действии поперечных сил и моментов // Вестник СибАДИ. № 3. 2009. С. 46–50.

8. Краснощекоев Ю.В. О поперечной силе, воспринимаемой бетоном в наклонном сечении железобетонных элементов // Вестник СибАДИ. Т. 15. № 3. 2018. С. 437–447.

REFERENCES

1. Beeby A.W. and Narayanan R.S. Designers guide to Eurocode 2: Design of concrete structures. London, 2009: 230 p.

2. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318–02) and commentary (ACI 318r-02). American Concrete Institute. Farmington Hills. 2014.

3. Mörsch F. Der Eisbetonbau. Stuttgart. 1926: 197-206.

4. Leonhardt F. Spannbeton für die Praxis. Berlin. 1955: 588 p.

5. Bogdanovich O.A. K raschetu nesushchey sposobnosti staticheski opredelimoj zhelezobetonnnoy balki s uchetom vliyaniya «arochnogo efekta» [To the calculation of the bearing capacity of a statically indeterminate reinforced concrete beam taking into account the influence of the “arch effect”]. *Teoreticheskie i eksperimental'nye issledovaniya mostov i stroitel'nykh konstruksiy*. Omsk, 1973; 6: 122–131 (in Russian).

6. Silant'ev A.S. Experimental'nye issledovaniya vliyaniya prodol'nogo armirovaniya na soprotivlenie izgibaemykh zhelezobetonnnykh elementov bez poperechnoy armatury po naklonnym secheniyam [Experimental studies of the effect of longitudinal reinforcement on the resistance of bent concrete elements without transverse reinforcement on inclined sections]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*, 2012; 1: 64–67 (in Russian).

7. Krasnoshchekov Yu.V. Prochnost zhelezobetonnnykh elementov po naklonnym secheniyam pri sovmestnom deistvii poperechnykh sil i momentov [Strength of reinforced concrete elements on the inclined section under the joint action of the transverse forces and moments]. *Vestnik SibADI*, 2009; 3: 46–50 (in Russian).

8. Krasnoshchekov Yu.V. O poperechnoy sile, vosprinimaemoy betonom v naklonnom sechenii zhelezobetonnnykh elementov [On the transverse force perceived by concrete in the inclined section of reinforced concrete elements]. *Vestnik SibADI*, 2018; 3(15): 437–447 (in Russian).

Поступила 31.10.2018, принята к публикации 12.04.2019.

Автор прочитал и одобрил окончательный вариант рукописи.

Прозрачность финансовой деятельности: никто из авторов не имеет финансовой заинтересованности в представленных материалах или методах. Конфликт интересов отсутствует.

ИНФОРМАЦИЯ ОБ АВТОРЕ

Краснощекоев Юрий Васильевич – д-р техн. наук, доц., кафедра «Строительные конструкции», «Сибирский государственный автомобильно-дорожный университет (СибАДИ)», ORCID 0000-0002-6695-1648 (644080), г. Омск, пр. Мира, д. 5, e-mail: uv1942@mail.ru).

INFORMATION ABOUT THE AUTHOR

Krasnoshchekov Y.V. – Doctor of Technical Sciences, Associate Professor of the Building Construction Department, Siberian State Automobile and Highway University (SibADI), ORCID 0000-0002-6695-1648 (644080), 5 Mira Ave., e-mail: uv1942@mail.ru).