

Малиновский В.Н.

НЕКОТОРЫЕ ОСОБЕННОСТИ ДЕФОРМИРОВАНИЯ И РАСЧЁТА НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЁННЫХ БАЛОК С ПОЛОГО ОТОГНУТОЙ АРМАТУРОЙ

Для обеспечения экономичного армирования изгибаемых конструкций сечение напрягаемой арматуры и её эксцентриситет или оба этих параметра должны изменяться по длине конструкции в зависимости от действующих в сечениях изгибающих моментов и поперечных сил. На практике это достигается путём перевода части растянутой продольной арматуры из нижней зоны в пролёте в верхнюю на опорах или обрывом преднапряжённой арматуры в теле бетона. Последний способ очень трудоёмок технологически и, в этой связи, обоснованным является применение в балках преднапряжённой арматуры с отгибом арматуры и выводом её через верхние или торцевые поверхности конструкции.

Благодаря отгибу рассредоточивается напрягаемая арматура по торцу балки, создаётся обжатие бетона опорных частей в вертикальном направлении, уменьшается вероятность образования горизонтальных трещин на её концевых участках, улучшаются технико-экономические показатели конструкции. Рядом экспериментальных и теоретических исследований [1,2,3,4] убедительно показано, что только с помощью поперечного предварительного напряжения за счёт вертикальной составляющей усилий в отогнутой арматуре можно повысить нагрузку образования наклонных трещин и сопротивляемость действию поперечных сил. В то же время указывается на необходимость дополнительного экспериментального исследования влияния отгиба продольной напрягаемой арматуры на напряжённо-деформированное состояние бетона, трещиностойкость и прочность нормальных сечений балок в зоне отгиба.

Экспериментально-теоретические исследования, проведенные автором [5], позволили выяснить определённые особенности напряжённо-деформированного состояния и механизма разрушения железобетонных балок с отогнутой преднапряжённой арматурой. Опыты проводились на балках из бетона классов В60-В70, длиной 300 см (расчётный пролёт 270 см). Рабочая арматура (четыре напрягаемых стержня $\varnothing 14$ мм класса А-IV) размещались в два ряда с рабочей высотой сечения $h_0 = 25$ см. Стержни верхнего ряда в третях пролёта оттяжкой переводились из нижней зоны к верхней грани опорного сечения под углом 12° . В сжатой зоне устанавливались два ненапрягаемых стержня $\varnothing 12$ мм А-III. В качестве поперечной арматуры использовалась проволока $\varnothing 3$ мм класса Вр-I.

Преднапряжение в арматуре нижнего ряда приблизительно одинаково во всех опытных балках (570÷612 МПа). Основными варьируемыми факторами приняты: относительный «пролёт среза» ($a/h_0 = 1.83; 2.83; 3.33$); преднапряжение стержней верхнего ряда ($\sigma_{sp} = 0; 290; 416; 554\div 603$ МПа); форма поперечного сечения (прямоугольная с $b = 10$ см, $h = 30$ см; тавровая с $b = 10$ см, $h = 30$ см, $b_f = 21$ см, $h_f = 6$ см). Контрольными являлись балки, у которых все четыре рабочих стержня имели прямолинейное очертание.

Деформации бетона, арматуры, прогибы балок измерялись с помощью проволочных тензорезисторов, индикаторов часового типа, прогибомеров. Загружение осуществлялось двумя сосредоточенными силами в пролёте, режим загрузки соответствовал ГОСТ 8879.

Исчерпание несущей способности опытных балок независимо от степени предварительного напряжения происходило в зоне максимальных изгибающих моментов из-за характерного выкола бетона с одновременным его раздроблением (рис. 1). Характерно, что зона разрушения во всех балках смещена к одному из сечений, где начинается перегиб стержней. В балках, загружаемых пролётными нагрузками в местах расположения перегибов арматуры, от зоны раздробления бетона наклонно развивалась сдвиговая трещина и, достигнув продольной рабочей арматуры, изменяла направление ко второму пролётному грузу (рис. 1.а). В балках, у которых места расположения перегибов арматуры и сосредоточенных сил не совпадали, трещина сдвига развивалась в направлении расположения перегиба (рис. 1.б и 1.в). Причём, в балках, у которых перегиб арматуры располагался в зоне совместного действия момента и поперечной силы кроме трещины сдвига в направлении перегиба, намечалась трещина и в противоположном направлении (рис. 1.в).

Значения несущей способности нормальных сечений по изгибающему моменту, подсчитанные по СНиП 2.03.01-84 и полученные экспериментальным путем, приведены в табл.1.

Из сопоставления опытной и расчётной несущей способности (табл.1) видно, что экспериментальные данные не однозначно согласуются с теоретически вычисленными и что применённая методика расчета по СНиП 2.03.01.-84 не совсем приемлема.

Экспериментальные данные деформаций бетона верхней грани (рис.2) свидетельствуют, что в балках прямоугольного сечения с отгибами имеет место пик на эпюрах деформаций укорочения вблизи нормального сечения, проходящего через точку перегиба отогнутой арматуры. Величина этих деформаций значительна ($2.8\div 3.0 \cdot 10^{-3}$) и близка к предельной сжимаемости бетона, чем и объясняется разрушение именно в этих зонах. Кроме того, на всех этапах загрузки деформации сжатого бетона в балках с отгибами у мест расположения перегиба арматуры больше величин деформаций сжатого бетона в средней части балки (рис. 2). Превышение деформаций бетона у мест отгиба составляет (15-20%). Относительная деформация бетона средней части балки сравнимы с деформациями бетона сжатой зоны контрольных балок с прямолинейной арматурой. Следует отметить, что в балках таврового поперечного сечения с отгибами деформации сжатого бетона по верхней грани достаточно равномерны. По-видимому, сглаживающее влияние при этом оказывают свесы балок.

На рис. 3 показано изменение деформированного состояния нормального сечения в середине и у мест перегиба арматуры предварительно напряженной балки с полого отогнутой арматурой. Как следует из графика, приведённого на рис.3.а у сечения вблизи отгиба вплоть до разрушения балки происходит вращение эпюры распределения относительных деформаций вокруг одной точки и высота сжатой зоны при разрушении составляет примерно 13.5 см. В нормальном сечении расположенной в середине балки (рис.3.б) на последних этапах загрузки нейтральная ось смещается к сжатой грани. Высота сжатой зоны на этапе предшествующему разрушению балки составляла около 10 см. Расчётная высота сжатой зоны сечения по СНиП 2.03.01-84 составляет 9.6 см.

Малиновский Василий Николаевич. К.т.н., профессор каф. строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

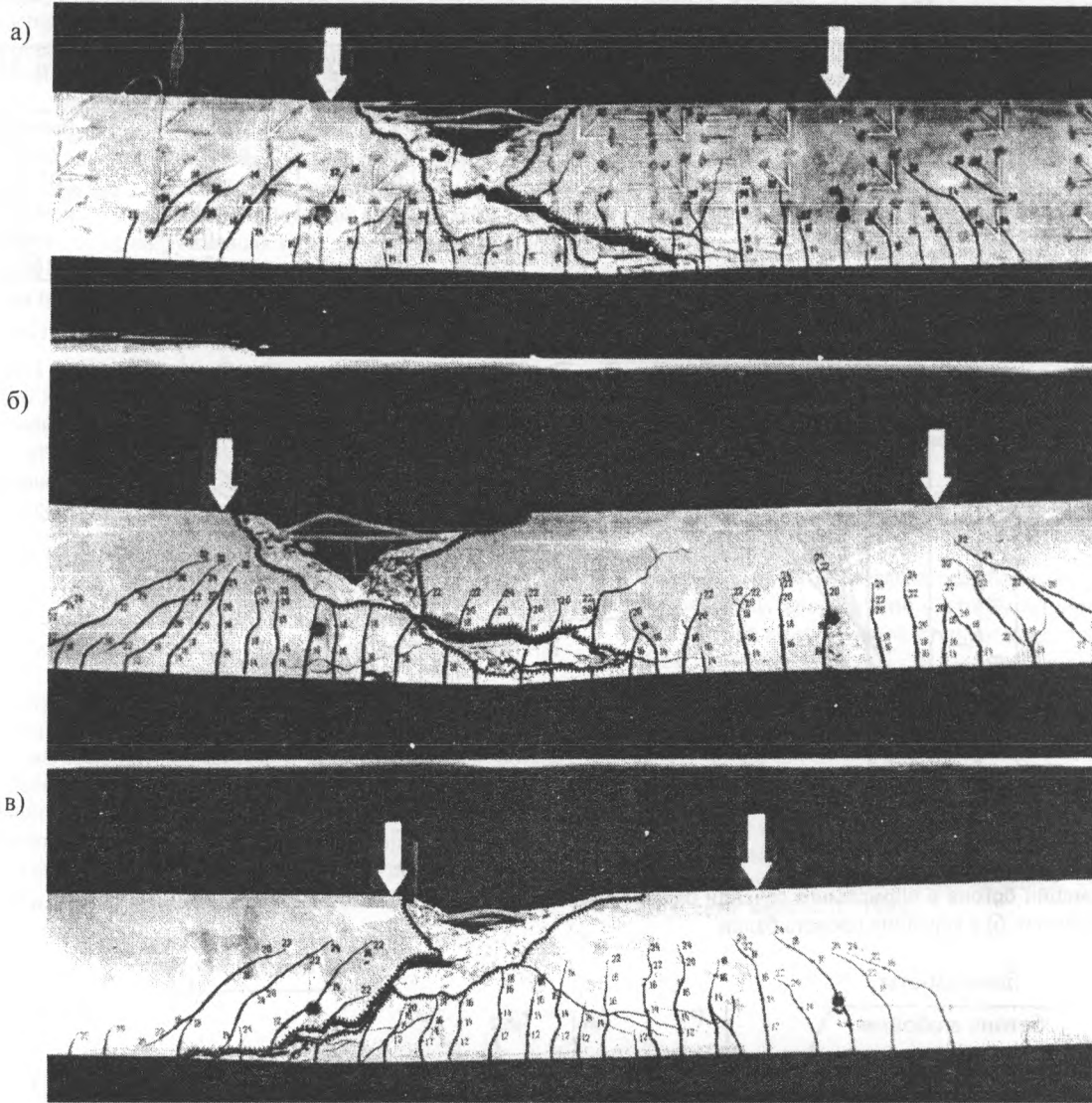


Рис. 1. Характер разрушения средней зоны опытных балок:
а) – БО-I; б) – БОс-I; в) – БОс-II

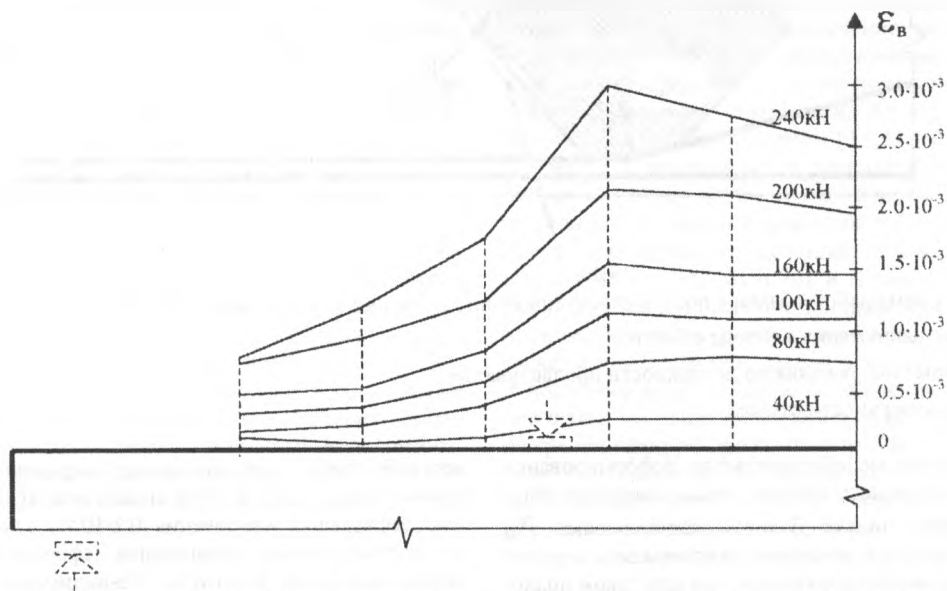


Рис. 2. Деформации бетона верхней грани балки с отогнутой арматурой от усилий предварительного обжатия и внешней нагрузки.

Таблица 1. Основные конструктивные характеристики, опытная и расчетная несущая способность нормальных сечений экспериментальных балок

Марка балки	Прочность бетона R_b , МПа	Пролет среза a , см	a/h	Общая разрушающая нагрузка $2F$, кН	Несущая способность M_u , кН·м	
					опытная	Расчет по СНиП 2.03.01-84
БО-I	49.8	85	2.83	261	118	103.0
БОс-I	54.8	55	2.17	367	101	103.8
БОс-II	54.4	100	3.33	248	124	103.5

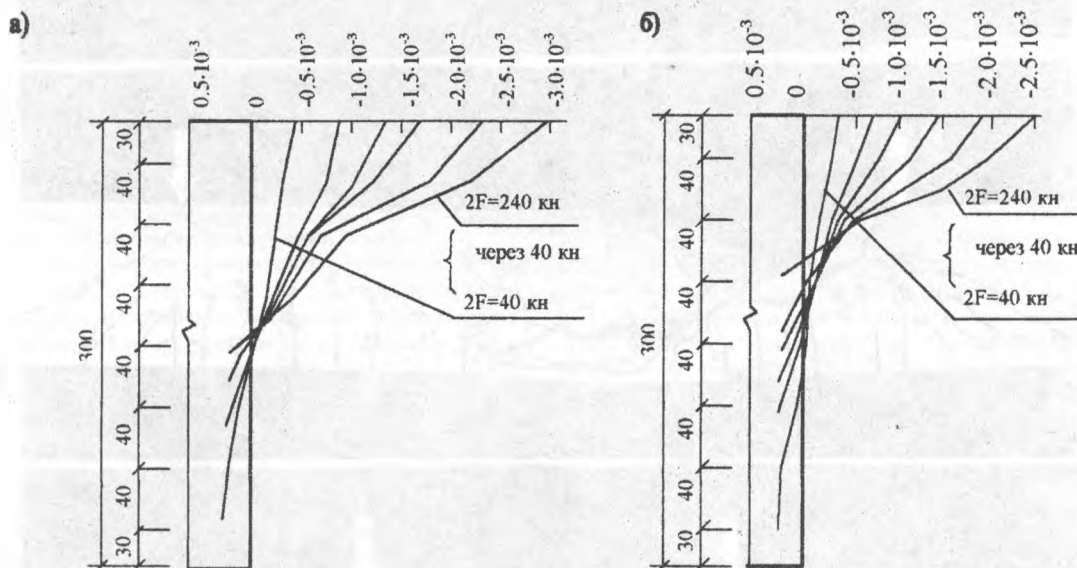


Рис. 3. Деформации бетона в нормальном сечении балки от усилия предварительного обжатия и внешней нагрузки: а) вблизи отгиба балки; б) в середине пролета балки

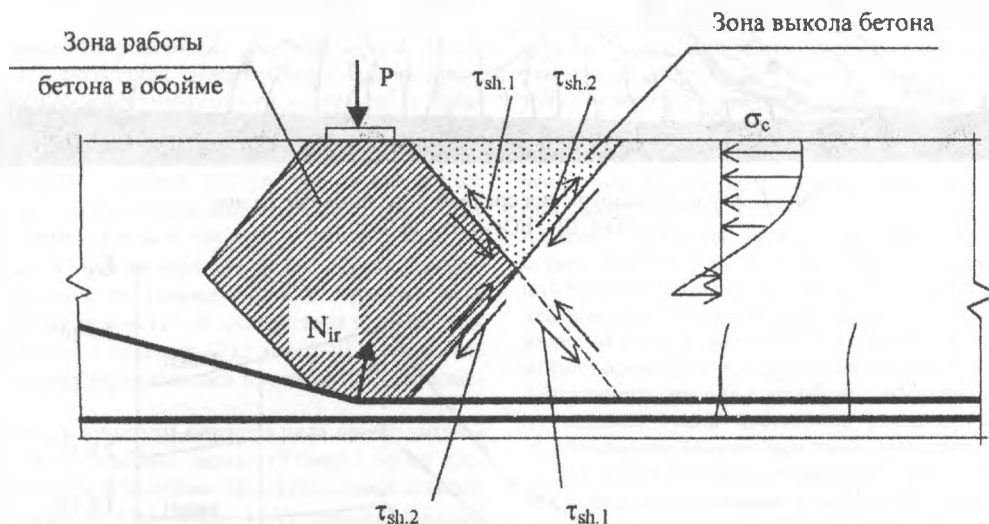


Рис. 4. Схема работы балки с полого отогнутой арматурой в зоне максимальных изгибающих моментов

σ_c – сжимающие напряжения в бетоне от изгиба;

$\tau_{sh.1}$ – касательные напряжения по поверхности продавливания;

$\tau_{sh.2}$ – то же по поверхности отрыва.

Объяснить отмеченные обстоятельства деформирования верхней грани и нормального сечения, расположенного вблизи отгиба, действием только боковой составляющей N_{ir} (рис.4) усилий в отогнутой арматуре представляется недостаточным. Численный анализ показывает, что при таком подходе даже при напряжениях в отгибах, равных 800 МПа (усилие в арматуре 250 кН) боковая составляющая усилия, направленная по биссектрисе угла, составляет 52 кН и вызовет на

верхней грани дополнительные нормальные напряжения, равные лишь ~2,5-3,0 МПа и соответствующие относительные деформации укорочения $0.1 \cdot 10^{-3}$. Указанная величина значительно меньше превышения деформаций на пике эпюр, зафиксированных в опытах. По-видимому, причина также заключается в особенностях деформирования зоны балки в пределах отгиба и примыкающими к ней приопорной и средней частями балки.

На рис. 4 представлена возможная схема работы нормального сечения вблизи отгиба балки из высокопрочного бетона и высокопрочной арматуры. Зона бетона в непосредственной близости от отгиба находится под действием силы нагружения сверху, результирующей составляющей отгибов снизу и боковых сжимающих от изгиба. В результате этого образуется участок бетона, находящийся в условиях двусогнутого напряженного состояния – силовой обоймы, где развитие деформаций затруднено по сравнению с бетоном за пределами обоймы. Помимо этого, нагружающая сила действует продавливанием на бетон балки, а результирующая сила в отгибах – в виде силы отрыва. По поверхностям продавливания и отрыва действуют помимо нормальных и касательные усилия $\tau_{sh,1}$ и $\tau_{sh,2}$ (рис.4). Факт наличия касательных напряжений подтверждено последними экспериментами автора. Поверхности продавливания и отрыва формируют в непосредственной близости от отгиба зону повышенного деформирования сжатого бетона, а результирующая касательных напряжений, действующих по поверхности продавливания и отрыва, образует выталкивающую силу части объема бетона повышенной деформативности. При таком напряженном состоянии объясняется причина всплеска деформаций по верхней грани балки, характер разрушения и образование сдвигающих трещин, распространяющихся от зоны выкола бетона до растянутой арматуры.

При загрузении балок пролетной силой в местах, когда отгиб находится в зоне чистого изгиба или в зоне совместного действия изгибающих моментов и поперечных сил объем бетона, работающий в обойме, имеет наклонный вид и при разрушении после выкола бетона трещины распространяются в растянутую зону по линии касательных напряжений по поверхности продавливания (рис. 1.а и 1.б) или по линии отрыва (рис. 1.в).

УДК 624.012.

Молош В.В.

СРАВНЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ МОДЕЛЕЙ ДЛЯ ОЦЕНКИ ПРОЧНОСТИ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ (МЕСТНЫЙ СРЕЗ) ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

ВВЕДЕНИЕ

При строительстве каркасных зданий в узлах сопряжения колонны с плитой перекрытия (фундамента) возникают значительные сосредоточенные усилия, в результате действия которых происходит разрушение конструкции от местного среза (продавливания) с образованием фигуры близкой к усеченному конусу. Определение прочности узлов соединения таких конструкций на продавливание (местный срез) является актуальной и вместе с тем одной из наименее изученных проблемой. Для определения прочности на продавливание используют в основном эмпирические зависимости, полученные опираясь на результаты экспериментальных исследований

Целью настоящего исследования явилось сравнение известных моделей расчета прочности на продавливание (местный срез) с опытной прочностью конструкции и выявление расчетной модели, наиболее адекватно описывающей фактическое сопротивление конструкции. Для этого были рассмотрены некоторые, предлагаемые зарубежными [4,5,7,16] и отечественными [19,20,21] исследователями, модели расчета прочности на продавливание узла сопряжения тонкой плиты с колонной.

Оценка несущей способности нормальных сечений подобного рода конструкций может быть произведена по СНБ 5.03.01-02 на основе деформационного расчета критического сечения с использованием уравнений равновесия усилий, условий взаимодействия напряжений и деформаций, особенностей деформирования бетона и арматуры по поверхностям продавливания и отрыва. На характер разрушения балки в числе отмеченных и неотмеченных факторов оказывают влияние и площадь приложения местных нагрузок, и положение критического сечения. Для получения этих и других параметров, необходимых для расчетного аппарата предварительно напряженных балок с полого отогнутой арматурой по методу предлагаемой деформационной модели, требуется дополнительные исследования.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Леонгардт Ф. Предварительно напряженный железобетон. – М.: Стройиздат 1983.
2. Михайлов В.В. Предварительно напряженные железобетонные конструкции: Теория, расчет и подбор сечения. – М.: Стройиздат 1978.
3. Сасонко Л.В. Исследование изгибаемых предварительно напряженных конструкций с отогнутой арматурой: Автореф. дис. на соиск. ученой степени канд. техн. наук. – М., 1974.
4. Чупак И.М. Работа железобетонных балок с отогнутой предварительно напрягаемой арматурой// Совершенствование строительных конструкций и строительного производства. – Кишинев: Штиница. – 1984.
5. Малиновский В.В. Сопротивление предварительно напряженных железобетонных балок из высокопрочного бетона с отогнутой стержневой арматурой при изгибе с поперечной силой: Автореф. дис. на соиск. ученой степени канд. техн. наук. – Л., 1988.

В большинстве используемых в настоящее время моделей расчета считается, что продавливание (местный срез) является результатом действия сосредоточенных сил или реакций, приложенных к малым, по отношению к площади нагружения активной нагрузкой, площадкам. До некоторого времени в большинстве зарубежных норм [3,8,12,10] и в отечественных нормах [21] продавливание рассматривалось как результат отрыва пирамиды (либо другой фигуры, близкой к ней по очертаниям) по боковой поверхности [22]. На данной предпосылке были основаны расчетные положения, включенные в нормы СССР [21], США [3] и Великобритании [8]. Менее распространенной была предпосылка о местном срезе бетона по поверхности фигуры продавливания, положенная в основу расчетных моделей принятых в нормах ГДР [12] и ФРГ [10]. В последнее время устойчивую тенденцию приобретает мнение о том, что разрушение конструкции происходит от среза по граням «фигуры продавливания». В этом случае предполагают, что разрушение происходит от возникающих по граням «фигуры продавливания» касательных напряжений. На этой предпосылке основано большинство применяемых в мировой практике современных расчетных моделей [4,5,7,20].

Молош Виктор Викторович. Аспирант каф. технологии бетона и строительных материалов Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.