

## ПРОЧНОСТЬ ПРИОПОРНЫХ УЧАСТКОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ПРИ СОВМЕСТНОМ ДЕЙСТВИИ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ, ИЗГИБАЮЩИХ И КРУТЯЩИХ МОМЕНТОВ

Дорофеев В.С., Карпюк В.М., Петров А.Н., Кожокарь О.С.

*(Одесская государственная академия строительства и архитектуры, Украина)*

**Викладена методика, план проведення та результати експериментальних досліджень міцності при опорних ділянках згинаних залізобетонних елементів з врахуванням впливу крутних моментів.**

Анализируя немногочисленные экспериментальные данные, А.С.Залесов и Ю.А.Климов [1] пришли к выводу, что увеличение крутящего момента приводит к уменьшению несущей способности изгибаемого элемента при действии поперечных сил. В начале, с увеличением крутящего момента, снижение несущей способности приопорного участка балки происходит более интенсивно, а затем - это влияние несколько снижается. От соотношения поперечной силы, изгибающего и крутящего моментов зависит характер разрушения приопорных участков. Так, при  $T/M=0,2...1,0$  и  $Q \cdot b/2T=0,6...0,1$  разрушение элемента постепенно трансформируется от нормального сечения к пространственному, а при  $Q \cdot b/2T=0,83...0,17$  и  $T/M=0,2...1,0$  - от наклонного сечения к пространственному. При этом, расчет несущей способности приопорных участков указанных железобетонных элементов носит весьма приближенный характер.

Авторы [1, 2] полагают, что метод предельного равновесия А.А.Гвоздева и М.С.Боришанского обладает наибольшими перспективами с точки зрения простоты и ясности построения, а также совершенствования инженерных методов расчета прочности наклонных сечений железобетонных элементов, испытывающих изгиб с кручением.

Д.В.Барзилович, Ю.С.Слюсаренко, А.Н.Бамбура [3] считают первоочередными задачами на ближайшее время поэтапное усовершенствование отдельных положений действующих Норм проектирования железобетона в рассматриваемом аспекте, которое может стать основанием для разработки нормативного документа нового уровня.

Проведенный А.И.Звездовым, А.С.Залесовым, Т.А.Мухамедиевым, Е.А.Чистяковым [4] анализ предложений по расчету прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил, изгибающих и крутящих моментов показал, что имеющиеся разработки в этой области еще не достигли такого уровня, чтобы могли быть принятыми в качестве нормативных методов расчета. Поэтому ими было принято решение включить в новые СП52.101.2003 расчетные модели по наклонным и пространственным сечениям, содержащиеся в действующем СНиП [5], предложенные в свое время М.С.Боришанским и Н.Н.Лессиг [6], но с рядом дополнений и усовершенствований, позволяющих получить более универсальный подход к расчету рассматриваемых конструкций.

Исходя из изложенного, на кафедре сопротивления материалов ОГАСА начаты системные экспериментальные исследования указанной проблемы с использованием математической теории планирования эксперимента.

Анализ литературных источников показал, что исследуемые факторы (табл. 1) могут влиять на функцию выхода, которая, в целом, подчиняется нормальному закону распределения Гаусса, нелинейно и ее целесообразно аппроксимировать полиномом второй степени. Исходя из этого, опытные образцы рассматриваемой (II) серии были изготовлены по полному пятифакторному трехуровневому, близкому по свойствам к Д - оптимальному, плану, типа  $Na5$  [7], обеспечивающему одинаковую точность прогнозирования выходного параметра в области, описываемой радиусом равным 1 (считая от средней «нулевой» точки).

Опытные образцы этой серии опытов представляют собой свободно опертые (рис.1) однопролетные балки прямоугольного сечения с размерами 1975x200x100мм и расчетной длиной пролета  $l=9h_0=1575$ мм, где  $h_0$ -рабочая высота сечения, равная 175мм. Балки армированы пространственными каркасами с продольной нижней 2Ø12, 14, 16A500С и верхней 2Ø8, 10, 12A500С арматурой. Замкнутая поперечная арматура на приопорных участках состоит из 2Ø3, 4, 5Вр, а на остальных участках - 2Ø6A240С. Длина пролета среза также варьируется:  $1h_0, 2h_0, 3h_0$ . Для изготовления опытных образцов использовали обычный тяжелый бетона класса В25 на гранитном щебне фракций 5...10мм, кварцевом песке с модулем крупности 1,5, а в качестве вяжущего - обычный портландцемент марки 400 без добавок. Прочность бетона в каждом опыте контролировали с помощью стандартных 6 кубов и 6 бетонных призм.

Таблица 1

Исследуемые факторы		Уровни варьирования			Интервал варьирования	Примечания
Код	Натуральные значения	«-1»	«0»	«+1»		
X <sub>1</sub>	Относительный пролет среза, $a/h_0$	1 (17,5см)	2 (35,0см)	3 (52,5см)	1 (17,5см)	$L=9h_0=$ $=157,5$ см; $h_0=17,5$ см; $b=10,0$ см; $s=8,75$ см; Класс бетона В25
X <sub>2</sub>	Крутящий момент, Т, кН·м	1,50	2,25	3,00	0,75кН·м	
X <sub>3</sub>	Коэффициент поперечного армирования, $\mu_{sw}$ (В <sub>р</sub> Г)	0,0016 (2Ø3)	0,0029 (2Ø4)	0,0045 (2Ø5)	$\approx 0,00145$	
X <sub>4</sub>	Коэффициент продольного рабочего армирования, $\mu_s$ (А500С)	0,0129 (2Ø12)	0,0176 (2Ø14)	0,0230 (2Ø16)	$\approx 0,00505$	
X <sub>5</sub>	Коэффициент продольного армирования сжатой зоны, $\mu_s'$ (А500С)	0,0058 (2 Ø8)	0,0090 (2 Ø10)	0,0129 (2 Ø12)	$\approx 0,00355$	

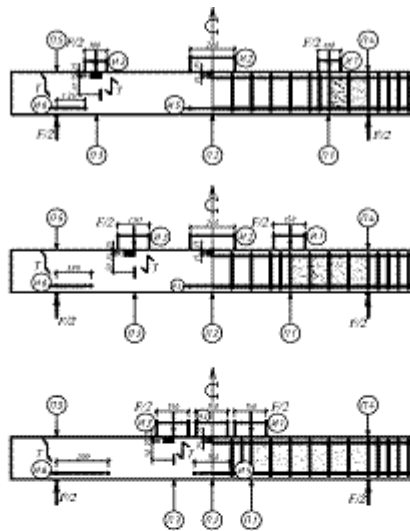


Рис.1. Схема армирования, загрузки, расстановки приборов и наклейки тензорезисторов в опытных балках с малым (а), средним (б), большим (в) пролетами среза

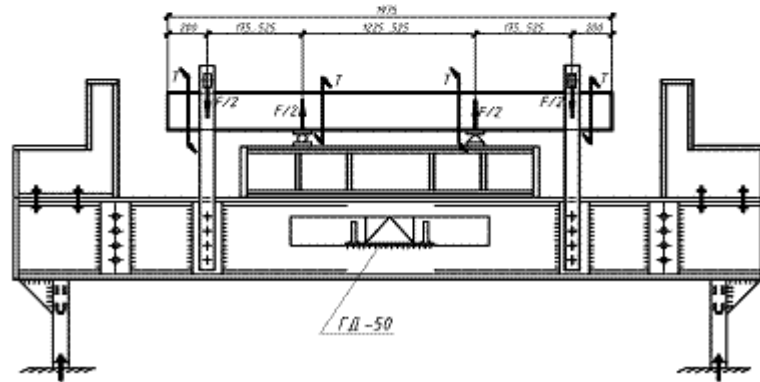


Рис.2. Универсальная силовая установка для испытания опытных балок на поперечный изгиб с кручением.

Каждый опыт в этой серии дублировался 2-мя образцами-балками, нагружаемыми вначале на приопорных участках сосредоточенными моментами до заданного уровня, а затем - двумя поперечными силами до разрушения (рис.2).

Перед изготовлением опытных балок на продольную растянутую и сжатую арматуру пространственных каркасов клеили цепочки тензорезисторов КФ5П1-5-200 (с базой 5мм), с помощью которых определяли продольные и поперечные силы, а также изгибающие моменты, воспринимаемые непосредственно арматурными стержнями.

Деформации бетона опытных образцов определяли с помощью проволочных тензорезисторов с базой 50мм с их контролем индикаторами И1...6 часового типа (рис. 1) с ценой деления  $1 \cdot 10^{-3}$  мм.

Прогибы балки измеряли посередине пролета, под сосредоточенными силами и на свободных краях с помощью индикаторов часового типа П1...5 с ценой деления  $1 \cdot 10^{-2}$  мм.

Характер трещинообразования и разрушения опытных образцов-балок представлен на рис.3,4 и 5. По мере увеличения крутящего момента в соответствии с законом распределения касательных напряжений вначале на боковых, а затем на верхней и нижней гранях появляются и развиваются спиралеобразные трещины, углубляющиеся с ростом нагрузки во внутрь тела балки. Максимальная ширина раскрытия трещин зависит от величины крутящего момента и достигает 0,2...0,5мм.

С увеличением поперечной нагрузки  $F/2$  происходит увеличение ширины раскрытия спиралеобразных трещин от 0,05 до 0,80мм, а также образование и развитие новых наклонных трещин от груза к опоре, пересекающих в балках со средним ( $a/h_b=2$ ) и большим ( $a/h_b=3$ ) пролетами среза ранее образованные спиралеобразные трещины. Вновь образованные перекрестные силовые трещины появились перед разрушением балки.

Напряжения в поперечной, а в некоторых случаях и продольной арматуре, достигали предела текучести.

Разрушение приопорных участков балок с большими и средними пролетами среза происходило по сложным пространственным наклонным от груза к опоре сечениям, при малом пролете среза – по наклонному плоскому сечению. С увеличением пролета среза влияние крутящего момента на характер плоскости разрушения возрастает.

Количественную и качественную оценку влияния исследуемых факторов на прочность приопорных участков, испытывающих изгиб с кручением, можно сделать с помощью адекватной математической модели, имеющей хорошую информационную полезность:

$$\bar{R}_{cu} = 75,9 - 35,8X_1 - 11,6X_2 + 15,4X_3 + 11,0X_4 + 5,4X_5 + 3,0X_6^2 - 3,8X_1X_4 - 3,0X_1X_5 + 2,8X_3X_4, \text{ кН} \quad (1) \text{ (коэффициент вариации } \sigma = 5,34\%)$$

Как видно из модели (1) на прочность приопорных участков оказывают влияние все 5 исследуемых факторов. Так, прочность приопорного участка (пространственного наклонного сечения) увеличивается по отношению к среднему значению  $\bar{R}_{cu} = 75,9 \text{ кН}$ :

- с уменьшением относительного пролета среза  $a/h_0$  от 3 до 1 на 94%;

### Опытная ж/б балка №12Б

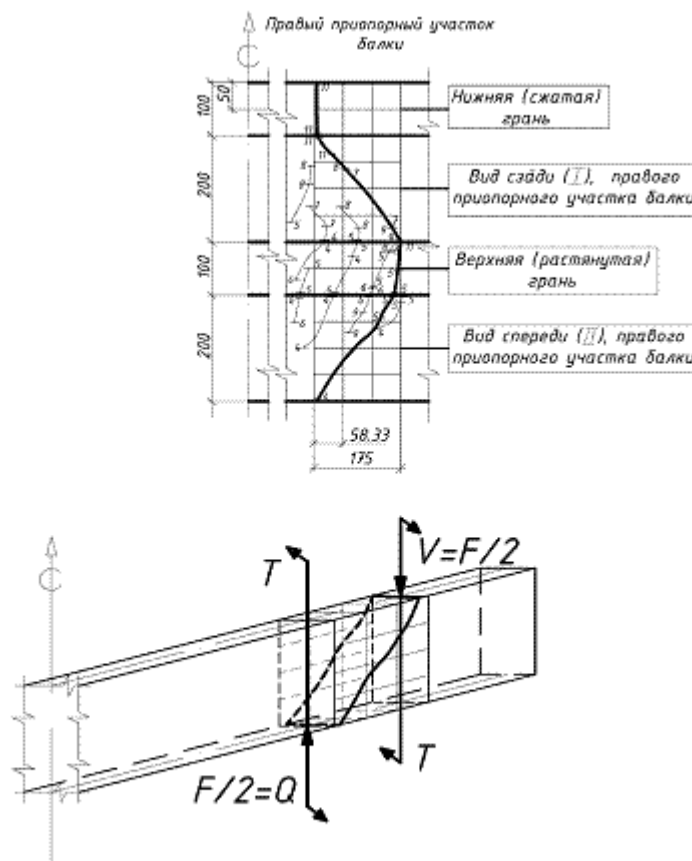


Рис.3.Схема трещинообразования и разрушения опытной балки с малым пролетом среза ( $a/h_0 = 1$ )

- с уменьшением крутящего момента от 3,0 до 1,5 кНм на 31%;
- с увеличением количества поперечной ( $\mu$  от 0,0016 до 0,0045), нижней ( $\mu$  от 0,0129 до 0,0230) и верхней ( $\mu$  от 0,0058 до 0,0129) продольной арматуры, соответственно, на 41, 29 и 14%.

Существенно взаимодействуют между собой относительный пролет среза с количеством нижней и верхней продольной арматуры (при одновременном уменьшении

$a/h_0$  и увеличении  $M_1, M_2$ ), количество поперечной и нижней продольной арматуры (при одновременном увеличении  $M_1$  и  $M_2$ ).

Наличие квадратичного эффекта при факторе  $X_3$  свидетельствует о тенденции существенного увеличения прочности приопорного участка при увеличении количества поперечной арматуры за пределами его варьирования.

### Опытная ж/б балка №25Б

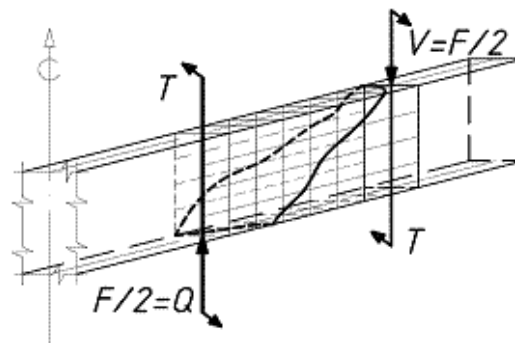


Рис.4. Схема трещинообразования и разрушения опытной балки со средним пролетом среза ( $a/h_0 = 2$ )

## Опытная ж/б балка №11Б

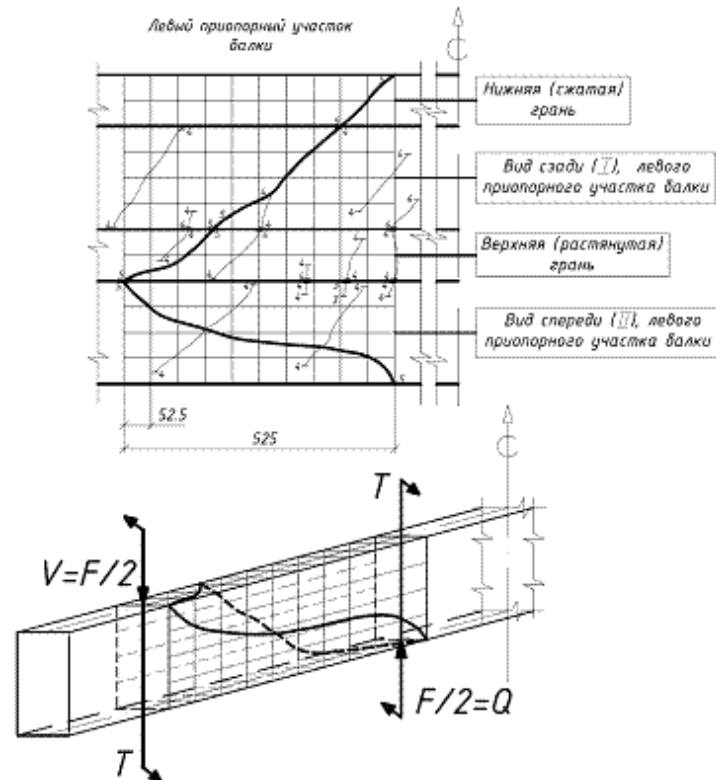


Рис.5.Схема трещинообразования и разрушения опытной балки с большим пролетом среза ( $a/h_0 = 3$ )

Геометрическая интерпретация влияния исследуемых факторов на несущую способность приопорных участков опытных балок представлена на рис.6.

В настоящее время, авторы статьи работают над адаптацией деформационного метода для расчета деформативности, трещиностойкости и прочности приопорных участков с единых позиций и с использованием реальных диаграмм состояния бетона и арматуры, а также над совершенствованием инженерных методов расчета прочности, трещиностойкости и деформативности приопорных участков железобетонных элементов с учетом совместного действия поперечных сил, изгибающих и крутящих моментов.

### Выводы

1. Проблема сопротивления железобетонных элементов совместному воздействию изгибающих и крутящих моментов, а также поперечных сил, является одной из наименее изученных в теории железобетона. Поэтому проводимые исследования являются, безусловно, актуальными и востребованными.

2. Полученные результаты пополняют банк данных о работе изгибаемых железобетонных балок с учетом воздействия крутящих моментов. Они лягут в основу предложений по уточнению существующей нормативной методики расчета прочности, жесткости и трещиностойкости наклонных плоских и пространственных сечений изгибаемых железобетонных элементов, позволят создать полную физическую картину их работы в условиях сложного напряженно-деформированного состояния.

1. Залесов А.С., Климов Ю.А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил/ Залесов А.С., Климов Ю.А. – Киев.: Будівельник, 1989. – 105с.

2. Климов Ю.А. О разработке ДБН «Бетонные и железобетонные конструкции.

Нормы проектирования». / Климов Ю.А.// Науч.-практ. пробл. современ. железобетона / Сб. тезисов первой всеукр. науч.-техн. конф. – Киев.: НИИСК, 1996. – С.403–405.

3. Барзилович Д.В., Слюсаренко Ю.С., Бамбура А.М. Тенденції розвитку української нормативної бази проектування залізобетонних конструкцій. / Барзилович Д.В., Слюсаренко Ю.С., Бамбура А.М. // Наук.-техн. пробл. сучасн. залізобетону / Зб. наук. праць, вип. 59, книга 1. – Київ.: НДІБК, 2003. – С. 30–33.

4. Звездов А.И. , Залесов А.С., Мухамедиев Т.А., Чистяков Е.А. О новых нормах проектирования железобетонных и бетонных конструкций / Звездов А.И. , Залесов А.С., Мухамедиев Т.А., Чистяков Е.А. // Бетон и железобетон. – 2002. –№2. С. 2–6; –№3. С. 10–13; –№4. С. 16–18.

5. Бетонные и железобетонные конструкции. СНиП 2.03.01-84\*. Госстрой СССР. – М.:ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 79с.

6. Боришанский М.С. Расчет отогнутых стержней и хомутов в изгибаемых железобетонных элементах по стадии разрушения/ Боришанский М.С. – М.: Госстройиздат, 1946. – 79с.

7. Вознесенский В.А. Статические методы планирования эксперимента в технико-экономических исследованиях/ Вознесенский В.А. [– 2-е изд. испр. и доп.] – М.: Финансы и статистика, 1981, –215с.

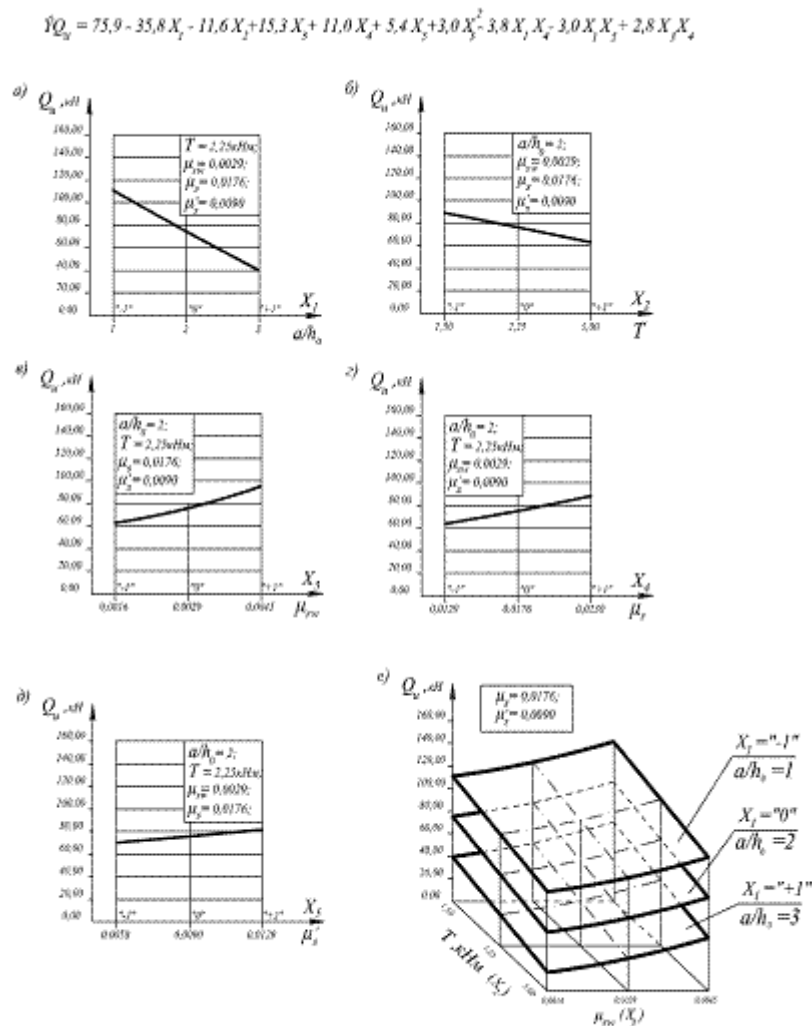


Рис.6. Зависимость разрушающей поперечной силы от величины относительного пролета среза ( $a$ ), крутящего момента ( $\delta$ ), поперечной ( $\delta$ ), продольной нижней ( $z$ ) и верхней ( $\bar{z}$ ) арматуры, а также от совместного влияния исследуемых факторов ( $\mu$ ).