

**ПОСТАНОВКА ЭКСПЕРИМЕНТА ПО ИССЛЕДОВАНИЮ
ДЕФОРМАТИВНОСТИ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ И
ПРОЧНОСТИ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-
НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ
ТАВРОВОГО СЕЧЕНИЯ**

Карпюк Ф.Р., Нересница С.М., Жолудь А.В. (Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса)

Постановка эксперимента по исследованию наклонных сечений предварительно-напряженных элементов таврового сечения, приведено конструкции и характеристики опытных образцов, а также методика проведения экспериментальных исследований.

Как показал анализ литературных источников, напряженно-деформированное состояние приопорных участков изгибаемых элементов и, особенно, сложно нагруженных конструкций вплоть до исчерпания их несущей способности в пролете среза остается недостаточно изученным.

В связи с этим на кафедрах железобетонных и каменных конструкций, сопротивления материалов ОГАСА начаты системные экспериментальные исследования [1] несущей способности приопорных участков обычных, предварительно-напряженных и статически неопределимых железобетонных балок постоянного и переменного по высоте сечения с учетом действия внецентренно проложенных сжимающих и растягивающих продольных сил, а также крутящих моментов.

Из анализа литературных источников видно, что у исследователей еще не сложилось единое мнение, и встречаются различные толкования о влиянии пролета среза, количества и уровня предварительного напряжения в рабочей арматуре, интенсивности поперечного армирования, отношения ширины свесов полки к толщине ребра, отношения ширины свесов полки к рабочей высоте сечения на несущую способность наклонных сечений предварительно-напряженных тавровых железобетонных балок.

В связи с этим в IV серии опытов изучали влияние представленных в таблице факторов на деформативность, трещиностойкость и прочность наклонных сечений предварительно N_0 напряженных железобетонных элементов таврового сечения.

Исследовательские факторы

Код	Исследовательские факторы IV серия	Уровни варьирования			Исходные варьированные значения $h_f=16,5\text{см}$, $s=8,25\text{см}$, $b=8,0\text{см}$	Примечан.
		«-1»	«0»	«+1»		
X ₁	Натуральные значения Относительный пролет среза, a/h_0	1,06 (17,5см)	2,12 (35,0см)	3,18 (52,5см)	1 (17,5см)	L=9,55h ₀ = =157,5см; h ₀ =16,5см; b=8,0см s=8,25см; B25; A=3,801см ² ; (Ø22A500C).
X ₂	Отношение ширины свесов полки к толщине ребра b_f/b	2 (16,0см)	3 (24,0см)	4 (32,0см)	1,0 (8,0см)	
X ₃	Отношение толщины свесов полки к рабочей высоте сечения h_f/h_0	0,18 (3см)	0,27 (4,5см)	0,36 (6,0см)	0,09 (1,5см)	
X ₄	Коэффициент попереч- ного армирования, μ_{sw} (B _{pI})	0,0020 (2Ø3)	0,0036 (2Ø4)	0,0056 (2Ø5)	≈0,0018 (1мм)	
X ₅	Уровень предваритель- ного напряжения в ра- бочей арматуре ($P/R_b \cdot b \cdot h_0$)	0 ($\sigma_{sp}=0$)	0,292 (5705кгс) ($\sigma_{sp}=1500$)	0,584 (11409кгс) ($\sigma_{sp}=3000$)	0,292 (5705кгс) ($\sigma_{sp}=1500\text{кгс}/\text{см}^2$)	

Так как исследуемые факторы могут влиять на функцию «выхода» не линейно и ее целесообразно аппроксимировать полиномом второй степени, то опытные образцы-балки изготавливались по пятифакторному трехуровневому, близкому по свойствам к Д-оптимальному, плану типа H_{15} , обеспечивающему одинаковую точность прогнозирования выходных параметров в области, описываемой радиусом, равным 1 относительно «нулевой» точки.

Опыты в указанных сериях дублируются двумя образцами-балками, имеющими вертикальные оси симметрии. Исходя из этого, каждый опыт, фактически, обеспечен четырьмя приопорными участками с обязательным разрушением двух из них.

Исходя из запланированных по серии 27 опытов изготовлено и частично испытано 54 образца-балки. Так как их размеры сопоставлены с натуральными, то в проводимых исследованиях не учитывается масштабный фактор.

Для реализации поставленных целей опытные образцы IV серии представляют собой свободно опертые однопролетные предварительно – напряженные железобетонные балки, длина которых составляет 1975 мм, ширина полок принимается кратной ширине ребра: 2b, 3b, 4b.

Высота полок составляет 30, 45 и 60 мм. В качестве предварительно-напряженной рабочей арматуры используется отдельный стержень $\text{Ø}22\text{A}500\text{C}$. Кроме указанного стержня, балки армированы двумя вертикальными плоскими каркасами, сеткой и отдельными стержнями согласно рис.1. В зонах пролетов среза поперечное армирование плоских каркасов выполняется поперечными стержнями $\text{Ø}3,4,5 \text{ Вр-I}$, установленных с шагом 87,5 мм.

Для исключения развития наклонной трещины за пределами пролета среза (линией действия сосредоточенного груза) по краям зоны чистого изгиба установлены дополнительные поперечные стержни $6\text{A}240$ с шагом 43 и 44 мм.

Анкеровка предварительно-напряженной арматуры достигается за счет серповидных выпусков на ее теле, установки дополнительной спиральной арматуры за гранью опоры из проволоки $\text{Ø} 5 \text{ ВI}$, приварки к концам стержня V-образных хомутов $\text{Ø}10\text{A}240\text{C} (\text{AI})$, установки сразу же после распалубки по торцам балки соответствующих шайб с затягиванием гаек до упора.

Предварительное напряжение в отдельном продольном стержне рабочей арматуры создается путем завинчивания гаек с использованием упорных подшипников для уменьшения сил трения и натяжения ее на металлическую опалубку балки. Контроль натяжения вплоть до окончания испытаний осуществляется с помощью электротензометриче-

ской аппаратуры и заранее наклеенных на тело арматуры датчиков сопротивления.

Величина предварительного напряжения в арматуре по плану эксперимента составляет $\sigma_{sp}=0, 120, 240$ мПа. С учетом $E_s=19 \cdot 10^4$ мПа на основании закона Гука относительные деформации удлинения арматуры при ее предварительном напряжении, соответственно, равны $\varepsilon_{sp}=0; 63 \cdot 10^{-5}; 126 \cdot 10^{-6}$. Начальные относительные удлинения арматуры с учетом возможных 30%-ных потерь составляют: $\varepsilon_{sp}=0; 82 \cdot 10^{-5}; 164 \cdot 10^{-6}$.

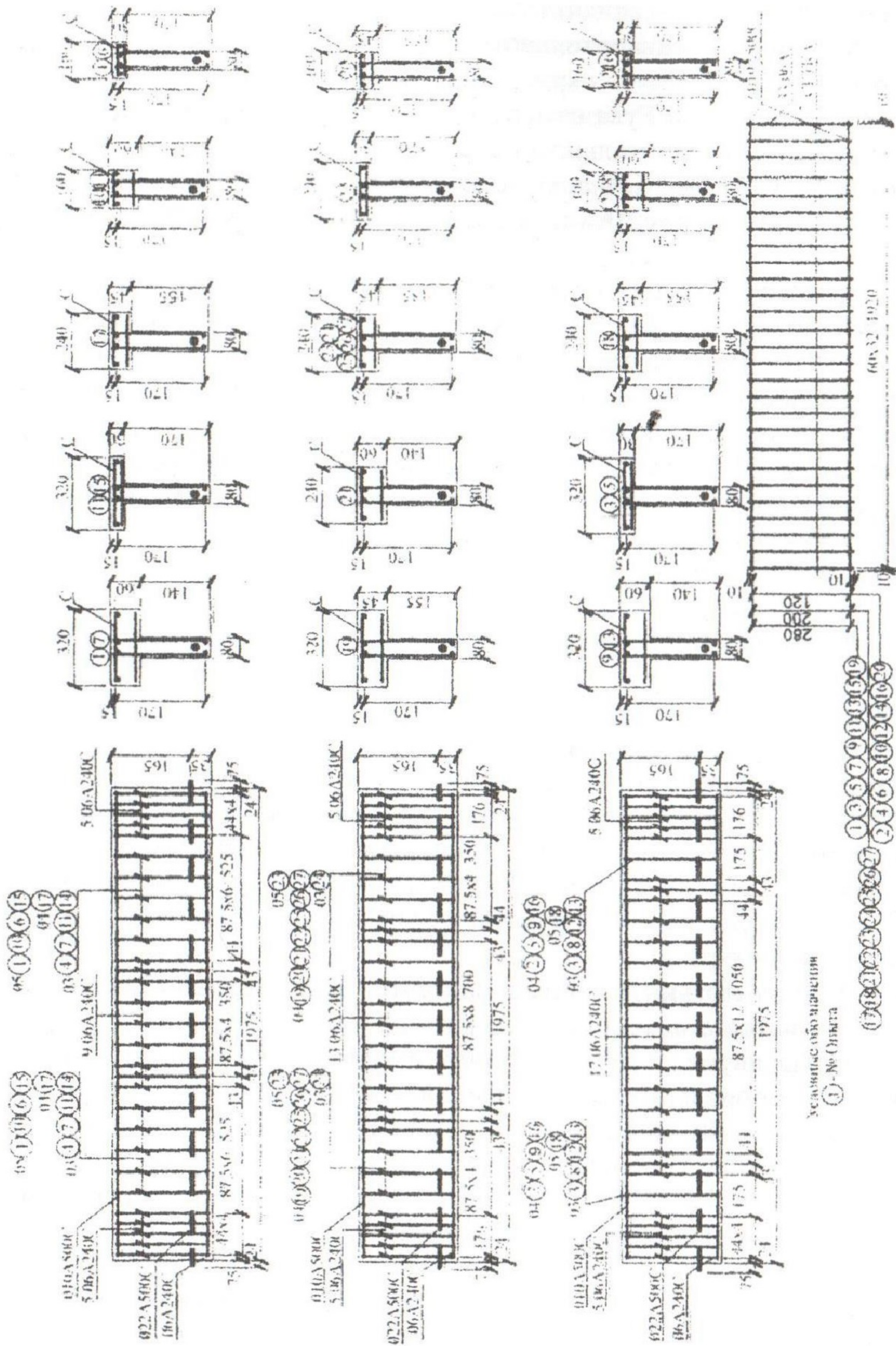
Для изготовления опытных образцов-балок используется обычный тяжелый бетон класса В25 на гранитном щебне фракций 5...10 мм, кварцевом песке с модулем крупности 1,5. В качестве вяжущего использовали обычный портландцемент марки 400 без добавок. Для уменьшения водоцементного отношения, улучшения удобоукладываемости бетонной смеси и сокращения сроков набора прочности бетона во всех опытах использовали комплексную добавку Релаксол-Супер М (аттестат аккредитации НААУ № ИА 6.002. Н. 592, сертификат соответствия ISO 9001 № 04. 156. 026.) в количестве 1% от веса цемента в пересчете на сухое вещество.

До начала системных экспериментальных исследований были апробированы опытные состав бетонов, используемые в дальнейшем для изготовления опытных образцов-балок.

Плоский поперечный изгиб обычной, предварительно-напряженной опытной балки силовой установки создается с помощью тяжей, имитирующих опоры по краям балки, гидравлического домкрата ДГ 50 и усиленной металлической двутавровой балки-траверсы, передующей от него на опытную железобетонную балку две одинаковые сосредоточенные силы, контролируемые тарированным манометром насосной станции домкрата.

В соответствии с рекомендациями [3] исследуемые образцы-балки нагружаются с помощью домкрата ДГ 50 и распределительной балки-траверсы двумя сосредоточенными кратковременными силами ступенями: до появления первой наклонной трещины по $(0,04...0,06) F_{ult}$, затем - по $(0,08...0,12) F_{ult}$ до развития предельно допустимых прогибов и, наконец, - по $(0,04...0,06) F_{ult}$ до разрушения. Выдержка нагрузки на каждой ступени составляет 15 мин. со всеми измерениями в начале и в конце каждой ступени нагружения.

Для предотвращения смятия бетона в местах приложения нагрузки и опорных реакций используются распределительные пластины шириной 30 мм и обладающие достаточной жесткостью для создания жесткой полосовой равномерно распределенной нагрузки.



- 1 3 5 7 9 11 13 15 19
- 2 4 6 8 10 12 14 16 20
- 17 18 21 22 23 24 25 26 27

Перед изготовлением опытных балок на продольную сжатую и растянутую арматуру одного из плоских каркасов наклеиваются цепочки тензорезисторов КФ5П1-1-5-200 (с базой 5 мм), с соблюдением заводом-изготовителем (ООО «Веда», г.Киев) технологии. Цепочки тензорезисторов клеятся таким образом чтобы была возможность определять продольные и поперечные силы, а также изгибающие моменты, воспринимаемые непосредственно арматурными стержнями.

Переход от измеренных в опыте деформаций к напряжениям в арматуре осуществляется по методике [4] с помощью закона Гука. В тех случаях, когда деформации крайних верхних и нижних волокон в стержнях превышают значения, отвечающие пределу пропорциональности, используется фактическое значение E_s из диаграммы.

Деформации бетона опытных образцов измеряются с помощью проволочных тензорезисторов с базой 20 и 50 мм, наклеенных по общепринятой методике на одну боковую и верхнюю отшлифованные поверхности балки, открытые поры которой до испытания заделываются цементно-гипсо-песчаным раствором, обладающим близким к основному составу бетона модулем упругости.

Контроль за деформациями бетона сжатой зона и растянутой арматуры посередине пролета, под сосредоточенными силами и у опор осуществляется также с помощью индикаторов часового типа И-1...8 с ценой деления $1 \cdot 10^{-3}$ мм, установленных с базой 100, 150, 200 мм.

Вертикальные перемещения нижней грани балки измеряются посередине пролета, под сосредоточенными силами и на свободных краях образца с помощью индикаторов часового типа П-1...5 с ценой деления 0,01 мм.

Углы поворота опорной, приопорной и пролетной частей балки в ее плоскости определяется с помощью индикаторов часового типа У-1...12 с ценой деления $1 \cdot 10^{-3}$ мм, установленных на расстояние 500 мм между собой по высоте на выносных консолях.

По мере появления и развития характерных нормальных и наклонных трещин на каждой ступени нагружения производится фиксирование положения их устья и измерения их раскрытия с помощью переносного микроскопа с 20-ти кратным увеличением.

Выводы

1. Выполняемые экспериментальные исследования позволят установить количественное и качественное влияние исследуемых факторов на форму разрушения предварительно-напряженных тавровых балок, изучить напряженно-деформированное состояние приопорных участков.
2. Результаты проведенных исследований лягут в основу предложений по уточнению существующей методики расчета наклонных сечений указанных балок.

Литература

1. Дорофеев В.С. и др. О необходимости и постановке системных экспериментальных исследований прочности, трещиностойкости и деформативности приопорных участков изгибаемых железобетонных элементов, испытывающих сложные деформации с целью уточнения и развития методов их расчета. // Будівельні конструкції/ Зб. наукових праць. Вип. 62-Київ, НДБК, 2005.. – С. 160-167.
2. Вознесенский В.А. Статистические методы планирования эксперимента в технико-экономических исследованиях. 2-е издание, испр. и доп.- М.: Финансы и статистика, 1981. - С.215.
3. ДСТУ Б.В,2.6-7-95 (ГОСТ 8829-94). Изделия строительные бетонные и железобетонные сборные. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости.- Киев: Госстрой Украины, 1994.
4. Дорофеев В.С. Исследование изгибаемых элементов конструкций из мелкозернистого известкового бетона при воздействии поперечных сил. Автореферат диссертации канд. техн. наук.- Одесса. 1972,-32 с.