

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ ПРИОПОРНЫХ УЧАСТКОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ПРИ ДЛИТЕЛЬНОМ ВОЗДЕЙСТВИИ НАГРУЗКИ

Дорофеев В.С., Карпюк В.М., Неутов С.Ф., Макарук В.П., Неутов А.С. (Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса)

Статья посвящена экспериментальному дослідженню роботи приопорних ділянок залізобетонних балок при тривалій дії навантаження високого рівня.

В настоящий момент накоплено значительное количество экспериментальных данных посвященных работе приопорных участков железобетонных балок при кратковременном нагружении [1,2 и др.]. Значительно меньшее количество публикаций посвящено изучению влияния на их напряженно-деформированное состояние длительно действующей нагрузки [3,4 и др.]. Комплексная оценка влияния класса бетона, продольного и поперечного армирования, величины пролета среза на прочность, жесткость и трещиностойчивость исследуемых элементов при длительно действующих нагрузках еще не сделана. Отчасти это обусловлено тем, что большинство исследователей ограничивались одним-двумя факторами, что сильно затрудняет сопоставление полученных ими результатов.

В связи с этим на кафедре сопротивления материалов ОГАСА были начаты системные экспериментальные исследования [5] несущей способности приопорных участков обычных, предварительно напряженных и статически неопределимых железобетонных балок.

Рассматриваемые в статье экспериментальные исследования являются частью выполняемых системных исследований и направлены на изучение влияния различных факторов на работу приопорных участков железобетонных балок при высоких уровнях длительно действующей поперечной нагрузки порядка . Исследуемые факторы, уровни и интервалы их варьирования показаны в табл.1.

Так как исследуемые факторы могут влиять на функцию "выхода" нелинейно, а значит ее целесообразно аппроксимировать полиномом второй степени, то опытные образцы всех серий опытов изготавливали по пятифакторному трехуровневому, близкому по свойствам к Д - оптимальному, плану типа На5 [6], обеспечивающему одинаковую точность прогнозирования выходного параметра в области, описываемой радиусом, равным 1 относительно "нулевой" точки.

Таблица 1

Исследуемые факторы I серии		Уровни варьиров.			Интервал варьирования	Примеч.
Код	Натуральные значения	«-1»	«0»	«+1»		L=9h ₀ =157,5см; h ₀ =17,5см; b=10,0см; s=8,25см.
X ₁	Относительный пролет среза, a/h ₀	1 (17,5см)	2 (35,0см)	3 (52,5см)	1 (17,5см)	
X ₂	Класс бетона, В, МПа	B15	B25	B35	10	
X ₃	Коэфф.поперечного армирования, μ _{sw} (ВI)	0,0016 (2Ø3)	0,0029 (2Ø4)	0,0045 (2Ø5)	≈0,00145	

X ₄	Коэффициент продольного рабочего армирования, μ_s (A500C)	0,0129 (2Ø12)	0,0176 (2Ø14)	0,0230 (2Ø16)	$\approx 0,00505$	
X ₅	Коэффициент прод. армирования сжатой зоны, μ_s' (A500C)	(2 Ø8) 0,0058	(2 Ø10) 0,0090	(2 Ø12) 0,0129	$\approx 0,00355$	

План эксперимента при длительном действии нагрузки в натуральных значениях факторов и общий объем экспериментальных исследований приведен в табл. 2.

Как видно из табл. 2, эксперименты выполняются не по полному плану типа На 5, а на так называемых "нулевых" опытах основной серии в виду большой трудоемкости проводимых исследований.

В качестве экспериментальных образцов были использованы железобетонные балки прямоугольного сечения с номинальными размерами 100x200x2000мм из тяжелого бетона, армированные двумя плоскими сварными каркасами, объединенными в пространственный каркас. Продольное армирование выполнено арматурой класса А500С. В качестве поперечной арматуры была принята арматура класса Вр-I.

Таблица 2

№ опыта	Марка балки	План эксперимента при длительном действии нагрузки					Уровни внешней нагрузки
		Натуральные значения факторов					
		a/h ₀	B, МПа	μ_{sw} , (ВI)	μ_{sh} , (А 500С)	μ_s' , (А 500С)	
1	2	3	4	5	6	7	8
17-д	17-д1	3	В25	0,0029 (2Ø4см)	0,0176 (2Ø14см)	0,0090 (2Ø10см)	Q_u
	17-д2						$0,95Q_u$
	17-д3						$0,90Q_u$
	17-д4						$0,85Q_u$
18-д	18-д1	1	В25	0,0029 (2Ø4см)	0,0176 (2Ø14см)	0,0090 (2Ø10см)	Q_u
	18-д2						$0,95Q_u$
	18-д3						$0,90Q_u$
	18-д4						$0,85Q_u$
19-д	19-д1	2	В35	0,0029 (2Ø4см)	0,0176 (2Ø14см)	0,0090 (2Ø10см)	Q_u
	19-д2						$0,95Q_u$
	19-д3						$0,90Q_u$
	19-д4						$0,85Q_u$
20-д	20-д1	2	В15	0,0029 (2Ø4см)	0,0176 (2Ø14см)	0,0090 (2Ø10см)	Q_u
	20-д2						$0,95Q_u$
	20-д3						$0,90Q_u$
	20-д4						$0,85Q_u$
21-д	21-д1	2	В25	0,0045 (2Ø5см)	0,0176 (2Ø14см)	0,0090 (2Ø10см)	Q_u
	21-д2						$0,95Q_u$
	21-д3						$0,90Q_u$
	21-д4						$0,85Q_u$
22-д	22-д1	2	В25	0,0016	0,0176	0,0090	Q_u

	22-д2			(2Ø3см)	(2Ø14см)	(2Ø10см)	$0,95Q_u$
	22-д3						$0,90Q_u$
	22-д4						$0,85Q_u$
23-д	23-д1	2	B25	0,0029 (2Ø4см)	0,0230 (2Ø16см)	0,0090 (2Ø10см)	Q_u
	23-д2						$0,95Q_u$
	23-д3						$0,90Q_u$
	23-д4						$0,85Q_u$
24-д	24-д1	2	B25	0,0029 (2Ø4см)	0,0129 (2Ø12см)	0,0090 (2Ø10см)	Q_u
	24-д2						$0,95Q_u$
	24-д3						$0,90Q_u$
	24-д4						$0,85Q_u$
25-д	25-д1	2	B25	0,0029 (2Ø4см)	0,0176 (2Ø14см)	0,0129 (2Ø12см)	Q_u
	25-д2						$0,95Q_u$
	25-д3						$0,90Q_u$
	25-д4						$0,85Q_u$
26-д	26-д1	2	B25	0,0029 (2Ø4см)	0,0176 (2Ø14см)	0,0058 (2Ø8см)	Q_u
	26-д2						$0,95Q_u$
	26-д3						$0,90Q_u$
	26-д4						$0,85Q_u$
27-д	27-д1	2	B25	0,0029 (2Ø4см)	0,0176 (2Ø14см)	0,0090 (2Ø10см)	Q_u
	27-д2						$0,95Q_u$
	27-д3						$0,90Q_u$
	27-д4						$0,85Q_u$

Перед изготовлением опытных балок на продольную сжатую и растянутую арматуру одного из плоских каркасов серий I были наклеены тензорезисторы КФ5П1-5-200 (базой 5мм), с соблюдением рекомендуемой 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. Показания тензорезисторов фиксируются в автоматическом режиме специально разработанной для этой цели приставкой к ПК. Частота опроса составляет от 1 секунды до 5 минут.

Для изготовления опытных балок использовали обычный тяжелый бетон класса В15, В25 и В35 на гранитном щебне фракций 5...10мм, 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 составы бетонов, которые использовались в дальнейшем для изготовления опытных балок.

В процессе бетонирования балок в каждом опыте из той же бетонной смеси изготавливали по 6 бетонных кубиков 100x100x100мм и 6 призм 300x100x100мм, которые впоследствии испытывали в возрасте 28 суток и за один день до начала основных испытаний в соответствии с требованиями действующих Норм. Для уменьшения усадочных деформаций и обеспечения нормальных условий твердения бетона опытных образцов в течение 90...100 суток их выдерживали под целлофановой пленкой с влажными опилками при близкой к 100%-ной влажности и температуре 16...24°C.

Каждая серия состояла из 4х балок, одна из которых подвергалась кратковременному нагружению до разрушения, а остальные 3 - длительному нагружению, соответственно, с уровнем нагрузки 0,85; 0,90 и 0,95 от разрушающей.

Балки подвергались ступенчатому нагружению с выдержкой по 15 минут на каждой ступени до расчетного уровня.

Для испытания опытных балок была запроектирована и изготовлена специальная универсальная силовая установка.

Плоский поперечный изгиб опытных балок в силовой установке создается по общепринятой методике.

Для контроля постоянства приложенной нагрузки опоры балки выполнены в виде кольцевого динамометра и трубчатой стойки кольцевого сечения с наклеенными на нее тензорезисторами.

Деформации бетона и рабочей продольной арматуры в расчетных сечениях, измеряли тензодатчиками и контролировали механическим способом с помощью индикаторов часового типа.

В процесс испытаний тщательно следили за появлением и развитием нормальных а также наклонных трещин: при кратковременном действии нагрузки - на каждой ступени нагружения, при длительном действии нагрузки - с некоторой периодичностью. Ширину раскрытия нормальных трещин замеряли на уровне центра тяжести продольной арматуры, а наклонных трещин - на уровне продольной арматуры и посередине высоты балки. Замеры производились с помощью переносного микроскопа МПБ-2 с ценой деления 0,05мм.

Выводы, полученные на основании испытаний полного спектра фактора "X2"(класс бетона В, МПа) и неполного спектра фактора "X4"(количеству продольной рабочей арматуры μ_s):

1. По характеру образования и развития трещин (рис.1, табл. 3):

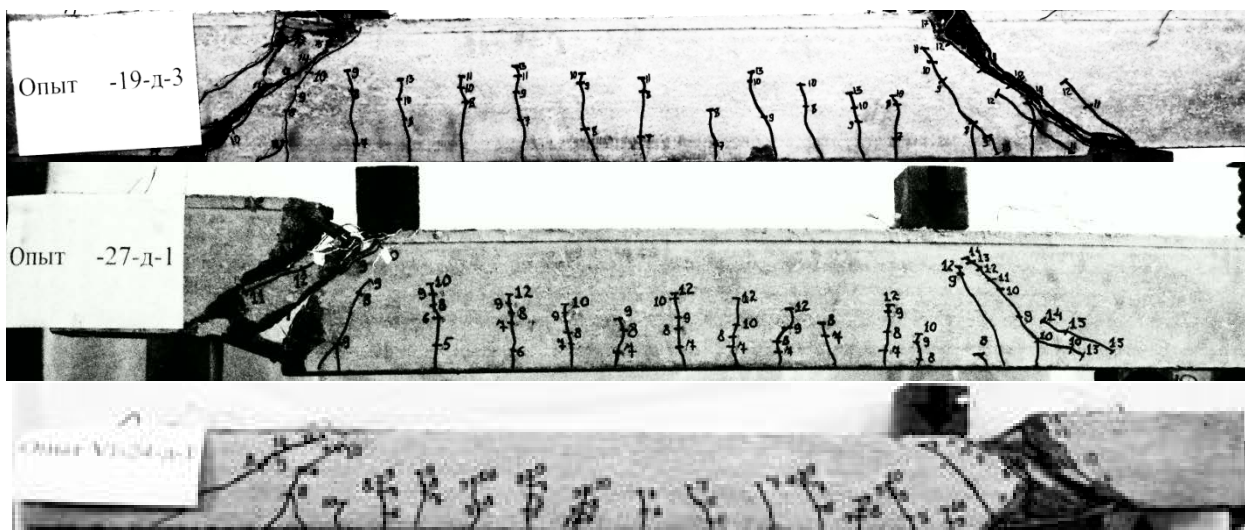


Рис. 1. Общая картина трещинообразования и разрушения опытных балок

Таблица 3

Ширина раскрытия трещин в опытных балках

Класс бетона	Величина нагрузки F , кН (после догружения)	$\max a_{срс}$ нормальных трещин, мм		$\max a_{срс}$ наклонных трещин, мм	
		При кратковр. нагр.	При длит. нагр. (после догр.)	При кратковр. нагр.	При длит. нагр. (после догр.)
В15	144	0,1	-	1	-
	128	0,05	0,1	0,95	1,55
	120(144)	0,05	0,05(0,1)	0,5	1,3(2,5)
	120(163,2)	0,1	0,1(0,1)	0,8	1,6(2)
В25	192	0,15	-	0,85	-
	178	0,15	0,2(0,2)	0,55	1,1(1,35)
	173	0,1	0,1	0,7	1,55
	168	0,15	-	0,5	-
В35	232	0,2	-	0,7	-
	216(248)	0,2	0,25(0,25)	0,75	1,3(1,55)
	232	0,15	-	1,1	-
	216(248)	0,2	0,2(0,2)	0,75	1,5(1,6)

1.1. Прослеживается влияние класса бетона на начальный момент образования нормальных и наклонных трещин: с увеличением класса бетона момент, соответствующий появлению нормальных, и поперечная сила, соответствующая появлению наклонных трещин несколько увеличивается, хотя ее рост и отстает от роста класса бетона.

Максимальная ширина раскрытия опасной наклонной трещины заметно уменьшается с ростом класса бетона.

1.2. Процесс трещинообразования в исследуемых балках начинался, как правило, с появления нормальных трещин в зоне чистого изгиба при уровне нагрузки (0,15...0,33) от разрушающей.

Наклонные трещины появлялись несколько позже, а именно, при уровне нагрузки близких к 0,5 от разрушающей. При минимальном проценте армирования наклонные трещины являлись продолжением нормальных. При относительно большом проценте рабочего продольного армирования первые наклонные трещины появлялись посередине высоты балки в "пролете среза".

При уровне нагрузки, близком к 0,7, процесс образования новых трещин, практически, прекращается, и, естественно, еще интенсивнее раскрываются уже существующие трещины.

1.3. Следует отметить, что, если при действии постоянной длительно действующей нагрузки ширина раскрытия нормальных трещин увеличивалась в среднем в 1,2-1,5 раза, то ширина раскрытия наклонных трещин - в 2,5-3 раза.

Экспериментально установлено также, что в процессе увеличения нагрузки до разрушения ранее длительно нагруженных балок ширина раскрытия нормальных трещин осталась практически неизменной, а ширина раскрытия наклонных трещин увеличилась в 1,2-1,7 раза. При этом разрушающая нагрузка для балок, ранее нагруженных длительно действующей нагрузкой уровня 0,85 от разрушающей выросла на 13-15% по сравнению с кратковременным нагружением.

1.4. Ширина раскрытия наклонных трещин по длине приопорного участка балки была разной. Наибольшая ширина раскрытия наблюдалась посередине высоты сечения приопорных участков балок.

2. По развитию прогибов (Таблица 4):

2.1. С ростом класса бетона величина разрушающей нагрузки увеличивается и, как следствие, увеличиваются прогибы балок.

2.2. Прогибы опытных балок при длительной нагрузке превышают таковые при кратковременной нагрузке того же уровня, в среднем, на 10-15%.

2.3. При догрузении балок со стабилизированными прогибами до разрушения величины максимальных прогибов превысили таковые при кратковременном нагружении балки той же серии до разрушения на 25-45% в зависимости от класса бетона: чем выше класс бетона, тем больше величина максимальных прогибов.

Summary

The article is devoted to the experimental research of the support sections of reinforced concrete beams under the high levels of steady loading.

Таблица 4

Величина прогибов опытных балок

Класс бетона	Суммарная величина нагрузки F , кН(после догр.)	Максимальный прогиб, мм	
		При кратковр. нагр.	При длит. нагр. (после догр.)
В15	144	10,6	-
	128	10,09	11,11
	120(144)	8,62	11,43(14,18)
	120(163,2)	9,04	10,76(13,2)
В25	192	12,15	-
	178	10,21	11,12(13,59)
	173	9,60	11,125
	168	9,01	10,87(15,71)
В35	232	13,35	-
	216(248)	12,6	16,03(19,22)
	232	12,65	-
	216(248)	12,9	14,6(16,45)

1. Прокопович И.Е. Влияние длительных процессов на напряженное и деформированное состояние сооружений. - М.: Стройиздат, 1963. - 260 с.

2. Масюк Г. Х., Задачі та методика експериментальних досліджень міцності та тріщиностійкості похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів, що зазнають впливу малоциклового знакозмінного навантаження.

3. Родевич В.П. Совершенствование метода расчета железобетонных балок по наклонным сечениям при статическом и кратковременном динамическом нагружении. Дис. на соиск. уч. степени канд. техн. наук. - 2005. - 174 с.

4. Залесов А.С. Максимов Ю. В. Исследование ширины раскрытия наклонных трещин в изгибаемых элементах // Бетон и железобетон. - 1988. - №3. - с.25-27.

5. Дорофеев В.С., Карпюк В.М., Аветисян А.Г., Крантовская Е.Н., Карпюк Ф.Р., Шепетюк Н.И., Ярошевич Н.Н. 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. наук. праць. Вип. 62- Київ, НДІБК, 2005. С. 160-167.

6. Вознесенский В.А. Статистические методы планирования эксперимента в технико-экономических исследованиях 2-е изд., испр. и доп.- М: Финансы и статистика, 1981, С.215.