

УДК 625.142.4: 624.042

Бугаев А. Н., Шепелесич Н. И.

## ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПОЛУШПАЛ И РАЗРАБОТКА МЕТОДИКИ ИХ РАСЧЕТА

### 1. ВВЕДЕНИЕ

До последнего времени для строительства рельсовых путей грузоподъемных кранов (башенных и козловых) применяли деревянные полушпалы и железобетонные балки по СНиП 3.08.01-85. Недостатком деревянных полушпал является их недостаточная надежность и долговечность, обусловленные расколом древесины рельсовым креплением и низкой стойкостью древесины (даже с учетом пропитки) к атмосферно-климатическим и биологическим воздействиям. Недостатком железобетонных балок является их высокая металлоемкость, обусловленная необходимостью армирования в продольном направлении. Так, средний расход арматурной стали на 1 п. м. плит и балок составляет 45,80 кг.

Очевидно, что для устройства рельсовых путей грузоподъемных кранов целесообразно использовать железобетонные полушпалы (аналог деревянных). Преимущество железобетонных полушпал состоит в том, что они не работают на изгиб в продольном направлении вследствие малой ширины и устанавливаются разреженно. В сравнении с железобетонными плитами и балками данное конструктивное решение позволяет сократить расход бетона и арматуры в 2,0÷2,5 раза.

Однако отсутствие нормативно-технической документации по проектированию и расчету рельсовых путей из железобетонных полушпал (полушпалы в бывшем СССР не выпускались) не позволяло применять их в проектных решениях и наладить массовое производство полушпал.

### 2. ОСОБЕННОСТИ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ПОЛУШПАЛ

Железобетонные полушпалы представляют собой конструкции длиной около 1,0 м. Высота сечения полушпал составляет от 200 до 300 мм, ширина — от 200 до 350 мм. В составе прямолинейных участков рельсового пути на полушпалу действует многократно повторяющаяся вертикальная нагрузка, передаваемая от колес крана через рельс. Нагрузка прикладывается статически за счет постепенного ее нарастания на отдельную полушпалу по мере приближения к ней колес крана.

Подошва полушпалы опирается на искусственное упругое основание (земляное полотно по СНиП 3.08.01). Соотношение жесткостей полушпалы и основания таково, что в реальных условиях работы данной конструкции распределение давления по подошве полушпалы можно принять равномерным [1].

По соотношению геометрических параметров полушпалы занимают промежуточное положение между «короткими» балками и массивными конструкциями. В сечениях «коротких» балок при действии внешней нагрузки наряду с нормальными напряжениями (обусловленными изгибом) возникают значительные касательные напряжения, а материал массивных конструкций испытывает трехосное напряженное состояние, что необходимо учитывать в расчетах.

В месте опирания рельса на полушпалу возникают сжимающие напряжения в направлении, перпендикулярном к ее продольной оси. В реальных условиях напряжения сжатия в бетоне на поверхности полушпалы под опорной площадкой рельса находятся в пределах 4,1÷9,5 МПа. При этом деформации сжатия имеют не локальный характер, а распространяются по всей высоте конструкции, т. к. нижняя грань полушпалы опирается на грунтовое основание.

### 3. РАЗРАБОТКА РАСЧЕТНОЙ МОДЕЛИ ПОЛУШПАЛЫ

На первом этапе исследованы возможности применения для расчета железобетонных полушпал существующих методик расчета. В качестве примера методики, основанной на положениях метода предельных усилий и модели ферменной аналогии, рассмотрена методика расчета, реализованная в СНиП 2.03.01. Из методик расчета, основанных на общей деформационной модели, рассмотрена методика, рекомендованная СНБ 5.03.01.

Анализ формул, входящих в действующие методики показал, что применительно к расчету полушпал данные методики не позволяют учитывать ряд факторов, имеющих значительное влияние на напряженно-деформированное состояние полушпал (см. раздел 2).

Для наиболее полного учета в расчете всех факторов, влияющих на напряженно-деформированное состояние полушпал под нагрузкой, разработана трехмерная расчетная модель железобетонной полушпалы, основанная на общей деформационной модели.

Данная модель была реализована с использованием метода конечных элементов. Выбор в пользу метода конечных элементов продиктован возможностью выполнения расчетов на ЭВМ при помощи большого числа специализированных программных комплексов. Разработанная конечно-элементная модель была реализована с использованием программного комплекса MSC/NASTRAN for Windows с использованием следующих типов конечных элементов:

1. Одномерные стержневые конечные элементы, работающие на растяжение и сжатие в осевом направлении, на кручение и изгиб в двух взаимно перпендикулярных плоскостях. Элементы применены для моделирования арматурного каркаса.

2. Трехмерные объемные конечные элементы. Каждый узел данного элемента имеет три степени свободы. Элемент применен для моделирования бетона и стальной опорной площадки рельса.

Стержневые элементы жестко соединены с объемными в узлах. Материалы элементов (бетон, сталь и резина) имеют нелинейно-упругие свойства, для задания которых в качестве исходных данных вводят диаграммы деформирования (зависимости « $\sigma$ - $\epsilon$ »). Внешнюю нагрузку прикладывают в виде равномерно распределенного давления по подошве полушпалы. При этом имеется возможность приложения нагрузки ступенчато с вычислением напряженно-деформированного состояния системы на каждой ступени нагрузки.

Предложенная расчетная модель обладает свойствами геометрической и физической нелинейности. Геометрическая нелинейность проявляется в возможности значительных перемещений конструкции, в том числе элементов, при действии внешней нагрузки, которые при перемещениях будут менять свое положение и направление. Физическая нелинейность проявляется в изменении жесткости системы во время анализа, что обусловлено нелинейными свойствами конструктивных элементов.

Нелинейные расчеты выполняют с использованием шагового метода, основанном на отслеживании поведения системы при относительно малых приращениях нагрузки. При этом на каждом шаге решается линеаризованная система разрешающих уравнений для текущего приращения вектора узловых нагрузок, сформированного для рассматриваемого нагружения. Процесс вычислений повторяется до выполнения того или иного заданного условия сходимости. В качестве критерия сходимости при решении задачи можно использовать величину приращения узловых перемещений либо изменение невязки узловых нагрузок.

Таким образом, исходными данными при формировании описанной расчетной модели являются: геометрические размеры полушпалы; конструкция арматурных каркасов; диаграммы деформирования бетона и арматуры; способ опирания и нагружения полушпалы. В результате расчета определяют: напряжения в бетоне и арматуре; относительные деформации бетона и арматурных элементов; прогибы и перемещения конструкции в целом.

Описанная расчетная модель не позволяет непосредственно определять момент образования трещин, характер трещинообразования (нормальные либо наклонные трещины); ширину их раскрытия, а также момент и вид разрушения конструкции. Указанные величины определяют опосредованно с применением методик, основанных на использовании общую деформационную модель.

Так, предполагается, что моменту образования трещин соответствует достижение относительными деформациями растяжения бетона величины, соответствующей предельной растяжимости бетона. Положение трещины определяют, по направлению и значениям главных относительных деформаций растяжения бетона в различных сечениях полушпалы. При определении шага трещин, ширины их раскрытия используют зависимости, основанные на общей деформационной модели, принимая в качестве промежуточных данных результаты расчета по предложенной конечно-элементной расчетной модели (значения и направление напряжений, деформаций).

Момент исчерпания несущей способности и вид разрушения конструкции определяют по результатам расчета. Критерием, характеризующим наступление предельного состояния, является достижение напряжениями либо деформациями в бетоне или арматуре значений, превышающих предельные.

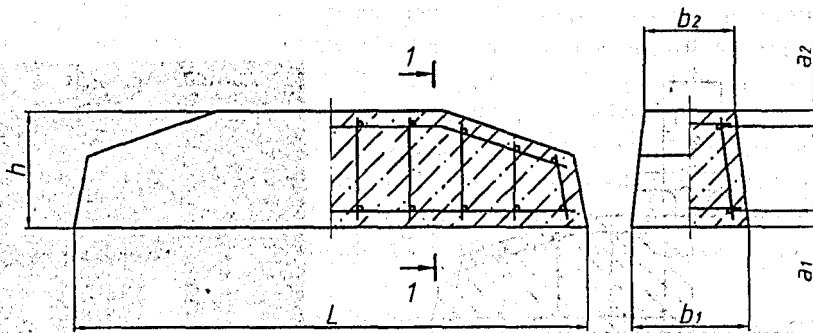
Для оценки достоверности различных расчетных методик, проверки результатов расчета по разработанной методике, а также для исследования фактического напряженно-деформированного состояния железобетонных полушпал были выполнены экспериментальные исследования их прочности и трещиностойкости при испытании нагружением.

4: ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ ПОЛУШПАЛ

Первичные исследования проводили на экспериментальных образцах, изготовленных в лабораторных условиях. Было изготовлено две серии экспериментальных образцов (по 4 образца в каждой). При конструировании экспериментальных образцов предусматривали различные сочетания следующих факторов: геометрические параметры полушпалы, тип продольной рабочей арматуры, интенсивность продольного и поперечного армирования.

Было испытано также 8 опытных образцов различных типоразмеров, изготовленных в заводских условиях. Опытные образцы отличались геометрическими размерами, интенсивностью продольного и поперечного армирования. Конструкция экспериментальных и опытных образцов приведена на рис. 1. Данные о фактических размерах и армировании экспериментальных и опытных образцов приведены в табл. 1. Количество исследованных образцов (экспериментальных и опытных) выбрано с учетом того, что эксперимент был запланирован с целью проверки существующих методик расчета.

Экспериментальные образцы изготовлены из тяжелого бетона проектного класса  $C^{25}/_{37}$ . (по проекту). Для армирования образцов использовали каркасы, изготовленные в заводских условиях. Полушпалы формовали в специально изготовленной деревянной опалубке. Уплотнение бетонной смеси производили с использованием лабораторной виброплощадки.



1 – продольная (рабочая) арматура; 2 – продольная конструктивная арматура;  
3 – поперечная арматура; 4 – соединительная арматура.

Рисунок 1 – Конструктивное решение экспериментальных и опытных образцов полушпал

Таблица 1 – Геометрические и конструктивные параметры образцов

№ партии	Образец	L, мм	b1, мм	b2, мм	h, мм	a1, мм	a2, мм	Поперечное армирование	Продольная рабочая арматура
1	ПШ1-1-1	1000	220	170	215	21,0	44,0	2Ø5,5 A240, шаг 100 мм	2Ø10 A240
	ПШ1-2-2	1000	220	170	215	22,0	45,0		2Ø12 A400
2	ПШ2-1-1	1000	217	170	210	18,5	41,5		2Ø10 A240
	ПШ2-2-2	1000	218	170	210	20,2	39,8		2Ø12 A400
3	ПШ3-1-1	1000	220	170	225	24,0	53,0		2Ø10 A240
	ПШ3-2-2	1000	218	170	225	25,0	50,0		2Ø12 A400
4	ПШ4-1-1	1000	220	170	225	21,0	54,0		2Ø10 A240
	ПШ4-2-2	1000	217	170	224	18,3	57,7		2Ø12 A400
5	ПШ5-1-1	1000	220	170	215	22,0	43,0		2Ø10 A240
	ПШ5-2-2	1000	220	170	215	21,0	46,0		2Ø12 A400
6	ПШ6-3-1	1030	320	200	240	36,5	23,5	2Ø6,5 A240, шаг 116 мм	3Ø10 A400
	ПШ6-4-2	1030	320	200	240	37,0	23,0		3Ø12 A400
7	ПШ7-3-1	1030	320	200	240	41,0	19,0		3Ø10 A400
	ПШ7-4-2	1030	320	198	240	37,3	22,7		3Ø12 A400
8	ПШ8-5-1	1028	320	200	240	38,5	22,5	2Ø5,5 A240, шаг 100 мм	3Ø10 A400
	ПШ8-6-2	1030	320	200	240	37,5	2,5		3Ø12 A400

Пример обозначения образца ПШ7-4-2: ПШ — полушпала, 7 — номер партии; 4 — номер конструкции армирования образца, 2 — порядковый номер образца в серии.

Для контроля прочностных характеристик бетона каждой партии полушпал из рабочей бетонной смеси изготавливали контрольные кубы ( $10 \times 10 \times 10$  см) и призмы ( $10 \times 10 \times 40$  см). Контрольные образцы арматуры, испытывали на растяжение для определения предела текучести стали. По результатам испытаний контрольных образцов бетона и арматуры построены зависимости « $\sigma$ - $\epsilon$ » (диаграммы деформирования), использованные в дальнейшем при расчете.

Моделирование схемы нагружения полушпал, соответствующей реальным условиям (распределенная нагрузка по подошве), сопряжено с техническими трудностями, особенно с учетом достаточно большого количества образцов, подлежащих испытанию. Поэтому образцы испытывали по условной расчетной (балочной) схеме, моделирующей сочетания внутренних усилий в сечениях полушпал, близкие к возникающим в реальных условиях работы железобетонных полушпал. Различные сочетания нормальных и касательных напряжений в сечениях образцов создавали путем изменения пролета среза. Схема нагружения образцов приведена на рис. 2а.

Нагружение образцов проводили статической нагрузкой при помощи гидравлического домкрата ступенями, равными 5 или 10 % от расчетной контрольной нагрузки, определенной предварительным расчетом. На каждой ступени нагружения проводили измерения вертикальных и горизонтальных перемещений различных сечений образца: осадку опор; расстояние между опорными сечениями по горизонтали (на уровне расположения рабочей арматуры); прогиб посередине пролета; деформации сжатия в бетоне сжатой зоны (на уровне расположения продольной арматуры). Схема измерения деформаций показана на рис. 2б. Общий вид испытаний представлен на рис. 3.

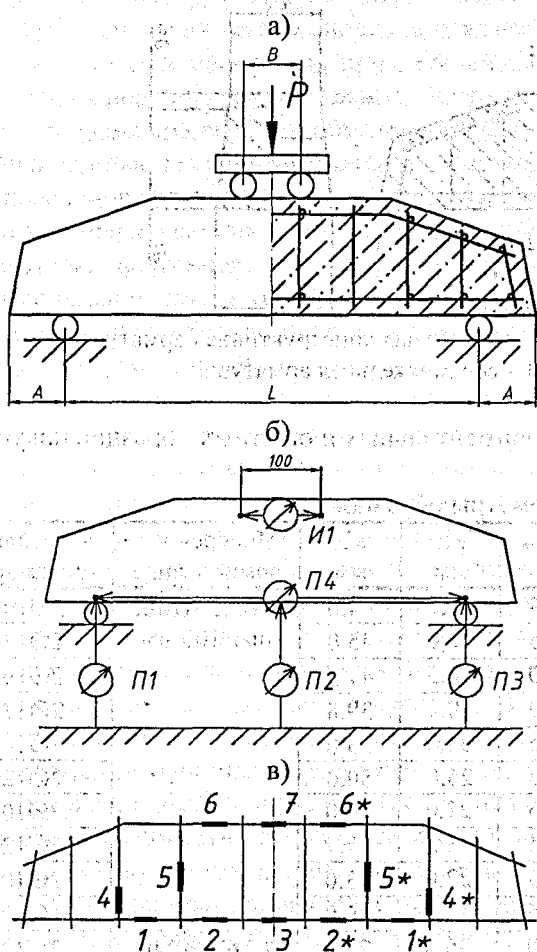


Рисунок 2 – (а) – схема нагружения образцов; (б) – измерение перемещений экспериментальных образцов (П1-П4 – прогибомеры системы Аистова, И1 – индикатор часового типа); (в) – размещение тензорезисторов на плоских арматурных каркасах (1-7, 1\*-6\* – тензорезисторы); (г) – общий вид испытательного стенда

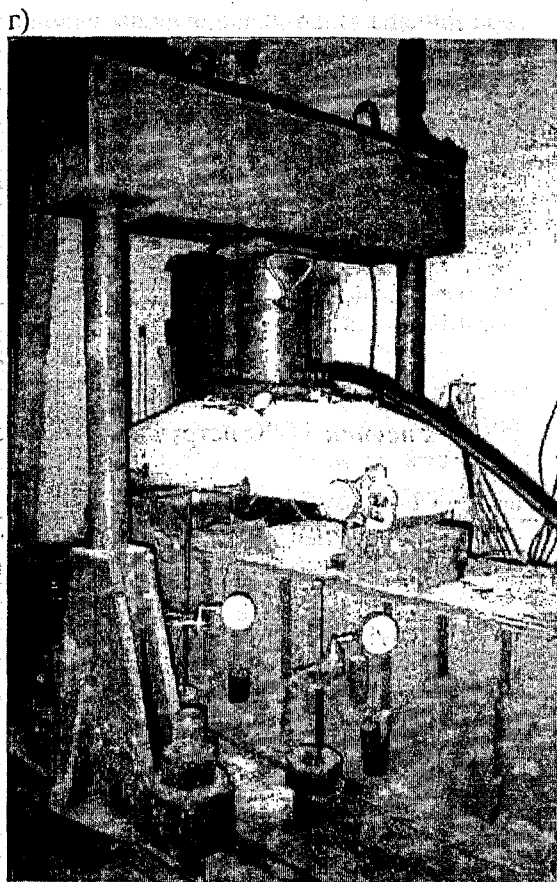


Рисунок 3

При испытаниях образцов 3 и 4 партий на каждой ступени нагружения измеряли также относительные продольные деформации продольной и поперечной арматуры. Измерения выполнены методом электротензометрии с использованием петлевых проволочных тензорезисторов с базой 10 мм. Размещение тензорезисторов на стержнях каждого из плоских каркасов показано на рис. 2, в. Т. о., общее количество тензорезисторов на пространственном арматурном каркасе каждого из образцов составляло 24 шт.

Большинство образцов разрушилось в результате наступления текучести в продольной растянутой арматуре и, соответственно, значительного (до 2,0÷3,0 мм) раскрытия нормальных трещин либо трещин, имеющих наклон к вертикали до 25°. В образцах при нагружении возникали как нормальные трещины в середине пролета, так и наклонные трещины, угол наклона которых к продольной оси полушпалы находится в пределах от 15° до 50°.

О сложности напряженно-деформированного состояния наклонных сечений полушпалы свидетельствует характер деформирования стержней поперечного армирования полушпалы. Так, в полушпалах ПШ(1.4)-1-1, армированных в продольном направлении гладкой арматурой класса А240, стержни поперечного армирования до определенного уровня нагрузки (от 20 до 50 % для различных образцов) испытывали незначительное растяжение. Значения напряжений при этом составляли до 6 МПа, что близко к погрешности измерения. При дальнейшем увеличении нагрузки напряжения в стержнях оказывались сжимающими. Значения сжимающих напряжений составили для различных образцов от 20 до 100 МПа.

Для полушпал же ПШ(1.4)-2-1, армированных в продольном направлении арматурой класса А400 и имеющих более интенсивное армирование, картина напряжений в поперечной арматуре иная. Поперечные арматурные стержни в данных образцах испытывают растяжение на протяжении всего процесса нагружения, при этом напряжения в стержнях достигают 260 МПа.

Взаимное смещение опорных сечений полушпал (по горизонтали) при нагружении начиналось при уровне нагрузки 35..40 % от разрушающей. Данный уровень нагрузки примерно соответствовал нагрузке трещинообразования образцов. При этом ни в одном из образцов не отмечено нарушения анкеровки продольной арматуры, которое можно было ожидать с учетом того, что полушпала является короткой железобетонной конструкцией.

После испытаний образцы были рассчитаны по методикам СНиП 2.03.01-84 (пример реализации метода предельных усилий и модели ферменной аналогии), СНБ 5.03.01-02 (с использованием деформационной модели), а также по разработанной расчетной модели. Расчеты проводили с учетом фактических геометрических размеров образцов, диаметров продольной и поперечной арматуры и фактического положения арматурных стержней. В качестве деформационно-прочностных характеристик бетона и арматуры использовали диаграммы деформирования, построенные на основе экспериментальных данных, экспериментально полученные.

Результаты расчета полушпал по различным методикам сравнивали с результатами эксперимента. В качестве критериев сравнения выбраны:

- изгибающий момент и поперечная сила, соответствующие моменту трещинообразования –  $M_{cr}$  и  $V_{cr}$ ;
- изгибающий момент и поперечная сила, соответствующие моменту раскрытия трещин шириной 0,2 мм –  $M_{0,2}$  и  $V_{0,2}$ ;
- изгибающий момент и поперечная сила, соответствующие моменту разрушения конструкции –  $M_{Rd}$  и  $V_{Rd}$ .

В таблице 2 приведено сравнение значений изгибающих моментов по результатам расчета с их экспериментальными значениями изгибающих моментов.

Установлено, что разрушение полушпал при испытаниях по балочной схеме, моделирующей работу конструкции в реальных условиях, происходит в результате изгиба (достижения напряжениями в продольной рабочей арматуре предела текучести).

Как видно из анализа данных таблицы 2, значения усилий, полученные расчетом по методике СНиП 2.03.01, составляют для различных образцов от 20 до 70 % по отношению к фактическим. Запас при этом составляет в среднем 109 % при расчете раскрытия трещин и 137 % при расчете прочности. Методика расчета по СНБ 5.03.01 дает результаты более близкие к фактическим, однако и в этом случае расхождения (запас) при расчете ширины раскрытия трещин составляет 77 %, а при расчете прочности — 111 %.

Таблица 2

Образец	Расчет по СНиП 2.03.01				Расчет по СНБ 5.03.01				Разработанная расчетная модель			
	$M_{cr,calc}/M_{cr,exp}$	$M_{0,2,calc}/M_{0,2,exp}$	$M_{Rd,calc}/M_{Rd,exp}$	Форма разрушения	$M_{cr,calc}/M_{cr,exp}$	$M_{0,2,calc}/M_{0,2,exp}$	$M_{Rd,calc}/M_{Rd,exp}$	Форма разрушения	$M_{cr,calc}/M_{cr,exp}$	$M_{0,2,calc}/M_{0,2,exp}$	$M_{Rd,calc}/M_{Rd,exp}$	Форма разрушения
ПШ1-1-1	0,28	0,32	0,29	И	0,41	0,66	0,38	И	0,67	0,87	0,89	И
ПШ1-2-2	0,35	0,61	0,57	И	0,52	0,80	0,77	И	0,92	0,94	0,86	И
ПШ2-1-1	0,42	0,49	0,28	И	0,61	0,61	0,36	И	0,67	0,94	0,71	И
ПШ2-2-2	0,43	0,43	0,64	И	0,61	0,57	0,77	И	0,86	0,92	0,88	И
ПШ3-1-1	0,36	0,43	0,32	И	0,51	0,58	0,38	И	0,60	0,88	0,72	И
ПШ3-2-2	0,32	0,38	0,33	И	0,46	0,40	0,39	И	0,92	0,92	1,00	И
ПШ4-1-1	0,35	0,52	0,29	И	0,51	0,83	0,35	И	1,23	0,94	0,85	И
ПШ4-2-2	0,20	0,32	0,39	И	0,26	0,46	0,46	И	0,75	0,91	0,86	И
ПШ5-1-1	0,42	0,45	0,37	И	0,56	0,67	0,49	И	0,92	0,89	0,84	И
ПШ5-2-2	0,26	0,49	0,44	И	0,39	0,63	0,58	И	0,89	0,87	0,89	И
ПШ6-3-1	0,48	0,65	0,46	И	0,66	0,56	0,43	И	0,85	0,92	0,85	И
ПШ6-4-2	0,45	0,55	0,54	И	0,68	0,50	0,50	И	0,88	0,90	0,82	И
ПШ7-3-1	0,41	0,49	0,48	И	0,60	0,43	0,46	И	0,84	0,94	0,79	И
ПШ7-4-2	0,37	0,58	0,59	И	0,60	0,50	0,56	И	0,89	0,89	0,82	И
ПШ8-5-1	0,43	0,44	0,33	И	0,61	0,39	0,30	И	0,85	0,87	0,79	И
ПШ8-6-2	0,40	0,51	0,43	И	0,65	0,45	0,40	И	0,87	0,84	0,78	И

Значительно заниженные значения несущей способности конструкций при расчете по методикам СНиП 2.03.01 и СНБ 5.03.01 объясняются неполным учетом всех факторов, влияющих на напряженно-деформированное состояние полупал. К ним, в частности, относятся наличие значительных сжимающих напряжений в направлении, перпендикулярном продольной оси образца, а также включение в работу объединительной арматуры 4 (см. рис. 1). По результатам расчета по разработанной модели напряжения в арматурных стержнях 4 составляют до 40 МПа. При этом создается эффект «обоймы» (сдерживания деформаций материала в направлении «из плоскости» полупалы), в результате чего повышается несущая способность конструкции.

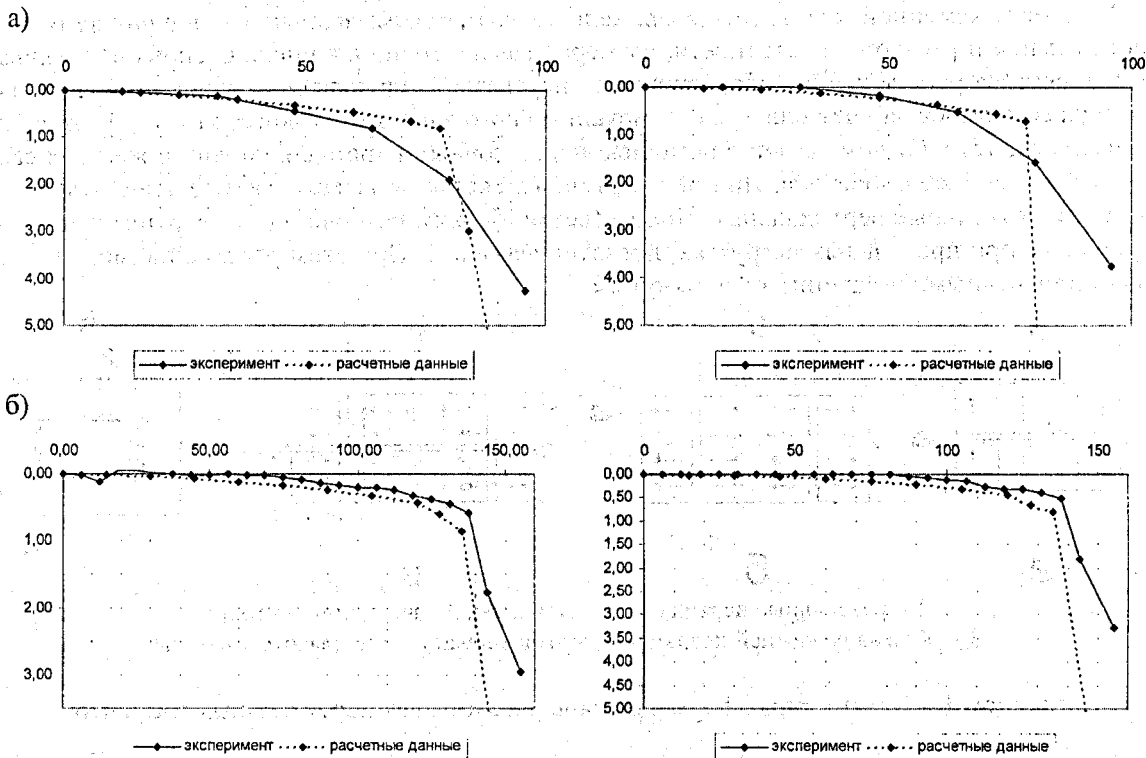
Как видно из табл. 2, при расчете по разработанной расчетной модели значения усилий составляют по отношению к фактическим значениям (в среднем): в момент трещинообразования – 85 %; в момент раскрытия трещин шириной 0,2 мм – 90 %; в момент разрушения – 83 %.

Таким образом, при расчете полупал по предложенной расчетной модели результаты расчета хорошо согласуются с результатами экспериментов (погрешность не превышает 10..17 %).

На рис. 4, а – г представлены графические зависимости прогиба  $\Delta$ -P (мм-кН) и взаимного смещения опор  $\delta$ -P (мм-кН) для различных образцов при их нагружении. Анализ показывает, что результаты расчета достаточно хорошо согласуются с результатами эксперимента. Имеющиеся расхождения объясняются допущениями, принятыми при формировании исходных данных для расчетной модели. В наибольшей степени погрешности вызваны заданием при расчете идеализированных диаграмм деформирования материалов.

Так, в расчетной модели была задана билинейная диаграмма деформирования арматуры, тогда как на фактической диаграмме переход от линейного восходящего участка к площадке текучести происходит постепенно. Диаграммы деформирования бетона, полученные в результате эксперимента, для расчетной модели заменяли параболическими кривыми, проведенными через характерные точки экспериментальных диаграмм. Указанные допущения, хотя и оказывают незначительное влияние на деформирование материалов модели в диапазоне напряжений от нуля до уровня, соответствующего разрушению, позволяют достаточно точно определять момент разрушения конструкции.

Тот факт, что на рис. 4, а и б протяженность пологого участка на графиках, построенных по результатам расчета, превышает протяженность данного участка для экспериментальной кривой, объясняется отсутствием нелинейного «переходного» участка на диаграмме деформирования арматуры.



а — для образца ПШ2-1-1; б — для образца ПШ4-1-1.

**Рисунок 4 – Перемещение сечений образцов**

Следует отметить, что при расчетных нагрузках (0,7 от разрушающей), погрешность при определении перемещений не превышает 15 %.

### ВЫВОДЫ

1. Действующие методики расчета применительно к расчету железобетонных полушпал не учитывают их реального напряженно-деформированного состояния, при этом погрешность (в сторону запаса) достигает 100 %.
2. Для расчета на прочность и трещиностойкость железобетонных полушпал может быть использована разработанная БелНИИС объемная конечно-элементная расчетная модель, результаты расчета по которой хорошо согласуются с опытными данными.

### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Шепелевич Н.И., Бугаев А.Н. К определению внутренних усилий в железобетонных полушпалах рельсового пути грузоподъемного крана/ Новые идеи развития бетона и железобетонных конструкций. - Москва 2002.- С. 332-338.

УДК 62-216.6.

*Гринев В.Д., Аражи Х.Р., Атрахимович В.И., Хаткевич А.М.*

## КОНСТРУКЦИИ КАМЕННЫХ КОЛОНН

История развития строительной техники связана с созданием материалов и конструкций, работающих преимущественно на сжатие (арки, колонны, пилоны и т.п.). При этом сжатые стойки создавали целые архитектурные ансамбли в виде колоннад.

И в настоящее время колонны из каменных материалов широко применяются в гражданском строительстве. Совершенствовать конструктивные решения колонн представляется актуальной задачей и является целью настоящей работы.