

УДК 624.074

В.С. Шмуклер<sup>1</sup>, Е.Г. Стоянов<sup>1</sup>, О.М. Пустовойтова<sup>1</sup>,  
Е.Н. Тертычный<sup>2</sup>, И.Г. Львовский<sup>2</sup>, Р.В. Коренев<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Харьковский национальный университет городского хозяйства имени А.Н. Бекетова, г. Харьков

<sup>2</sup>"Строительная производственно-коммерческая компания "Федорченко" г. Сумы

## ОСОБЕННОСТИ ВНЕДРЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МНОГОПУСТОТНЫХ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ БЕЗОПАЛУБОЧНОГО СТЕНДОВОГО ФОРМОВАНИЯ

В статье рассмотрены основные положения расчета и проектирования, а также конструктивные особенности железобетонных многопустотных предварительно напряженных плит перекрытий безопалубочного стендового формования. Приведены результаты моделирования напряженно-деформированного состояния конструкций и их экспериментального тестирования. Представлена технология изготовления исследуемых плит.

**Ключевые слова:** напряженно-деформированное состояние, основная и дополнительная программы эксперимента, гидравлический метод испытаний, система измерения, моделирование, изополя перемещений, тестирование.

### 1. Введение

В настоящее время в Украине внедряются новые технологии изготовления предварительно напряженных плит перекрытий, в том числе, и безопалубочного стендового формования. При этом, номенклатура конструкций достаточно развита и охватывает широкий спектр пролетов и нагрузок. Одним из основных вопросов, возникающих при проектировании и изготовлении этих элементов, является выбор рационального типа и количества арматуры.

В связи с чем, был проведен анализ существующих в мировой практике проектных решений, а на его базе разработаны предложения по оптимизации армирования плит канатами класса К1400(К7) и высокопрочной проволокой Вр1400 (Вр-II).

При разработке упомянутых предложений и рекомендаций ставилась задача: для заданной нагрузки оптимизировать расход арматуры и определить минимально допустимую прочность бетона, при которой можно исключить поперечную и верхнюю продольную арматуру.

Как результат предложены конструкции плит пролетами 2.4...9.0 м, шириной 1200 мм под расчетную полезную равномерно распределенную нагрузку 8,0 кН/м<sup>2</sup>. Плиты запроектированы как конструкции, неимеющие трещин в нормальных и наклонных сечениях при действии эксплуатационных нагрузок. Все плиты имеют стандартную толщину 220 мм, а также 6 круглых пустот диаметром 152 мм каждая. Опираие плит балочное и осуществляется либо на кладку стен, либо на полки

ригелей. Для случая опирания плит на кладку исследовалась степень защемления плиты в стене с определением возможности появления трещин в ее верхней зоне.

Кроме того, проведены теоретические исследования прочности нормальных и наклонных сечений, трещиностойкости конструкций при действии от эксплуатационной и расчетной нагрузок, а также деформативности от кратковременных и длительных нагрузок. Произведена проверка напряжений в верхней зоне плит при передаче усилия от предварительного натяжения арматуры на бетон.

Все расчеты выполнены в соответствии с требованиями ДБН В.2.6-98:32009 «Бетонные и железобетонные конструкции» [1] и ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [2].

В результате сделаны следующие выводы:

- для плит пролетами 2.4...5.4 м рекомендовано применять бетон класса С30/35; для плит больших пролетов (до 9.0 м) - бетон класса С32/40;
- плиты пролетами 2,4...3.6 м могут быть армированы высокопрочной проволокой Вр1400;
- плиты пролетами 4.2...9.0 м армируются канатами К1400 соответственно с диаметрами 9 мм, 12мм, 15 мм (табл. 1)

С целью верификации теоретических результатов, разработана методика проведения контрольных испытаний плит. Методика полностью гармонизирована с требованиями EN 1168:2005+A2:2009(Е), Приложение J [4]. В частности, априори определены контрольные нагрузки для проверки прочности по изгибающему моменту и поперечной силе, а также граничные значения прогибов.

Таблица 1 – Конструктивные параметры плит

Марка плиты	Класс бетона	Площадь сечения арматуры, см <sup>2</sup>		Вариант армирования
		по расчету на прочность	по расчету на трещиностойкость	
ПБП24-12-8	С30/35	0,434	-	4Ø5 Вр-II
ПБП33-12-8		0,848	-	5Ø5 Вр-II
ПБК36-12-8 (ПБП36-12-8)		0,99	-	4Ø9 К7 (6Ø5 Вр-II)
ПБП42-12-8 (ПБК42-12-8)		1,37	-	4Ø9 К7 (7Ø5 Вр-II)
ПБК48-12-8		1,81	0,55	4Ø9 К7
ПБК51-12-8		2,11	0,71	5Ø9 К7
ПБК54-12-8		2,31	1,61	5Ø9 К7
ПБК60-12-8	С32/40	2,84	2,5	7Ø9 К7
ПБК63-12-8		3,24	3,43	7Ø9 К7 (5Ø12 К7)
ПБК66-12-8		3,59	3,87	5Ø12 К7
ПБК72-12-8		4,32	5,43	6Ø12 К7
ПБК78-12-8		5,09	7,01	8Ø12 К7 (5Ø15 К7)
ПБК84-12-8		5,97	8,89	10Ø12 К7 (7Ø15 К7)
ПБК90-12-8		7,04	10,83	11Ø12 К7 (8Ø15 К7)

## 2. Моделирование напряженно-деформированного состояния

В рамках теоретического исследования изучался также вопрос установления геометрических параметров (глубины заделки) плит, при которых возникает опорный изгибающий момент в заделке плиты в каменную кладку из мелкоштучных материалов.

В связи с чем, анализировалось напряженно-деформированное состояние узла опирания плиты на стену. Данное обстоятельство необходимо для установления целесообразности расположения арматуры в верхней зоне плиты (двойное армирование). Для чего, рассматривался вопрос формирования репрезентативной расчетной схемы изучаемого конструктива.

С этой целью, а также с учетом ослабления сечения плиты шестью отверстиями, проверялась допустимость гипотезы о недеформируемости ее сечений в своей плоскости. Полученная информация явилась базовой для принятия модели плиты в виде балки. При этом, заделка в стену моделировалась дополнительными пролетами с их варьируемыми длинами от минимальной длины площадки опирания до максимальной равной 1000 мм (рис. 1).

В результате была построена расчетная модель в конечно-элементной форме, а собственно расчеты выполнялись в среде ПК «Лири» (лиц.№ 8202018) [7, 8]. Это обусловило использование элементов типа КЭ-10 – универсальный пространственный стержневой элемент. Для анализа выбран максимальный пролет плиты – 9,0 м. Площадка опирания

плиты на стены принята: минимальная - 160 мм и максимальная - 1000 мм. Для стержней, находящихся в пределах заделки в стену, опирание моделировалось основанием Винклера путем задания дополнительной характеристики – коэффициента постели  $C_1$ , который также варьировался от 1000 т/м<sup>3</sup> до 10000 т/м<sup>3</sup>. Нагрузка на основной (средний) пролет принята равной полной нагрузке (собственный вес) плюс полезная, а нагрузка на боковые пролеты принята равной весу стен и перекрытий 16-ти этажного здания. При этом, нагрузка на приопорный участок плиты от вышележащих этажей варьировалась дискретным рядом: 200 т/м, 400 т/м и 600 т/м. Приведенная полезная нагрузка на плиту в пролете принята 1,44 т/м. Физико-геометрические характеристики стержня, моделирующего плиту, заданы числовыми значениями:  $EA = 452100$  т,  $EI_y = 2660$  т·м<sup>2</sup> ( $A=1507$  см<sup>2</sup>,  $I_y = 88691$  см<sup>4</sup>).

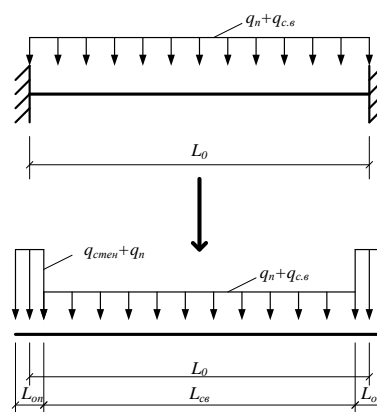


Рис. 1. К формированию расчетной модели плиты

Результаты расчетов показали, что при обозначенных длинах площадок опирания до 15 см опорные изгибающие моменты являются величинами высшего порядка малости по сравнению с пролетными.

Далее в рамках теоретического исследования, дополнительно устанавливалась возможность поворота сечения плиты в месте ее защемления в кладку. Для чего была сформирована 3-D модель узла опирания. Моделирование и расчет выполнены также в среде ПК «Лири».

Построенная конечно-элементная 3D-модель узла опирания плиты перекрытия приведена на рисунке 2. Аппроксимация конструктива выполнена трехмерными КЭ-36 – универсальными пространственными восьмиузловыми изопараметрическими конечными элементами. Размеры всех объемных конечных элементов  $2 \times 2 \times 2$  см.

На обрезе плиты задана сила  $P=2,5$  т (по 0,05 т в каждый узел при шаге конечных элементов 2 см), от которой в защемлении возникнет изгибающий момент, соответствующий моменту от нагрузки 1,44т/м (полезная нагрузка на плиту плюс собственный вес плиты). Нагрузка на стену от вышележащих конструкций и стен задана  $200$  т/м<sup>2</sup>. Для всех объемных элементов, в соответствии со свойствами материалов, из которых они выполнены, определены модуль деформации 1-го рода и коэффициент Пуассона: кирпичная кладка -  $E=250000$  т/м<sup>2</sup>,  $\nu=0,25$ ; раствор в шве -  $E=1500000$  т/м<sup>2</sup>,  $\nu=0,17$ ; бетон плиты -  $E=3000000$  т/м<sup>2</sup>,  $\nu=0,17$ . Растворный шов моделировался наклонными стержнями сечением  $2 \times 2$  см, с шарнирами в узлах сопряжения с плитой.

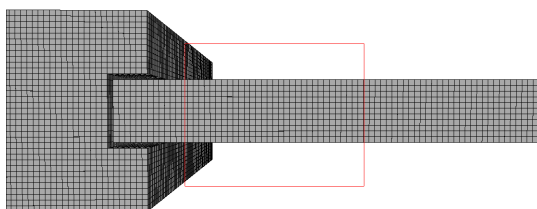


Рис. 2. Конечно-элементная 3D-модель узла опирания плиты перекрытия

С целью учета нелинейной работы узлового соединения, заключающейся в установлении нарушения совместности перемещений плиты и кладки, расчет выполнялся по деформированной схеме итерационно. При этом, на каждом шаге итераций определялся знак усилия в стержнях, моделирующих работу растворного шва, и в случае его положительного значения, т.е. растяжения в стержне, производилось его удаление. В конечном итоге устанавливался факт возникновения девиации (по-

ворота) в узле и определялись зоны контакта плиты и кладки.

Результаты расчета узла опирания плиты на стену из мелкоштучных материалов приведены в виде изополей перемещений по осям X, Y и Z. Анализ изополей перемещений показал, что в рассматриваемом узле происходит поворот с теоретическим углом  $1,6 \cdot 10^{-4}$  рад, и как следствие, проявляется тенденция к обнулению опорного изгибающего момента. Изополя приведены в табл. 2.

### 3. Экспериментальное тестирование

Интегральная верификация полученных теоретических результатов выполнялись путем проведения экспериментальных исследований, причем, на натуральных образцах. Количество образцов – 2. Пролет плит составил 6,3 м, армирование -  $5\varnothing 12K1400$ .

Эксперименты проводились по двум программам.

*Основная программа* – определение характера деформирования, трещинообразования и разрушения при действии сосредоточенной нагрузки в соответствии с требованиями N 1992-1-1:2004+AC:2008, IDT.Еврокод-2 [4] и EN 1168:2005+A2:2009(E), Приложение J [5], включая и сравнение результатов с теоретическими контрольными нагрузками.

*Дополнительная программа* – испытания плиты на прочность, жесткость и трещиностойкость, проводимые в соответствии с требованиями ДСТУ Б В.2-6-7-95 [3] при действии равномерно распределенной нагрузки.

В процессе этих испытаний также должна быть установлена степень защемления плиты в каменной кладке.

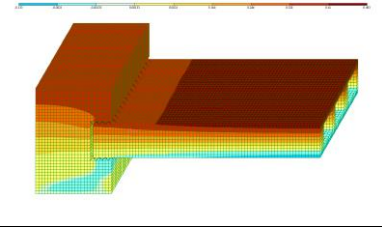
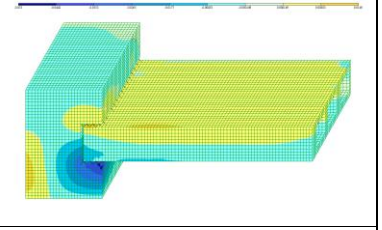
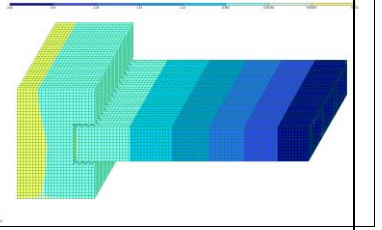
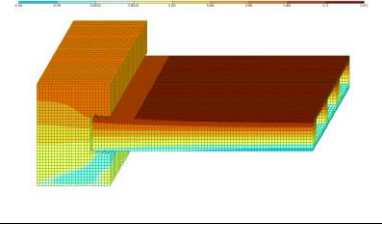
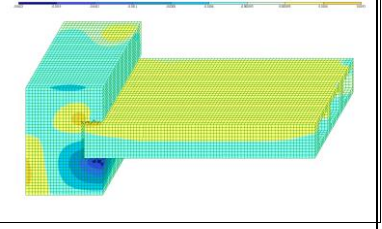
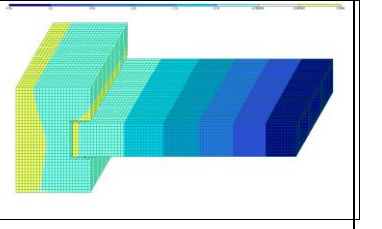
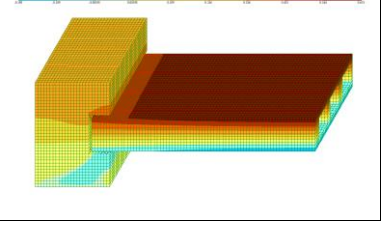
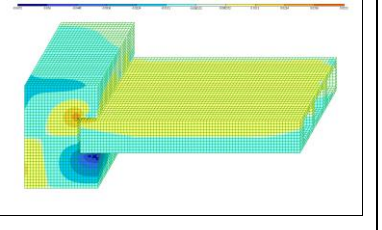
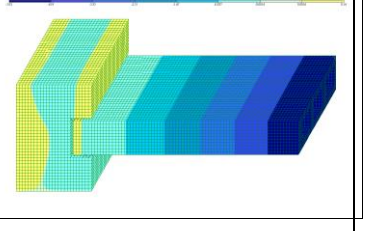
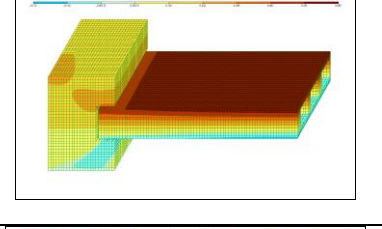
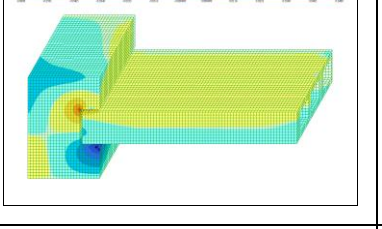
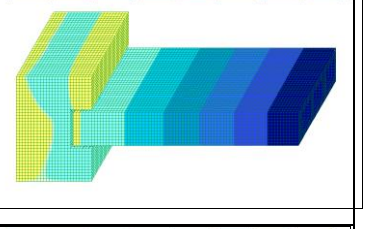
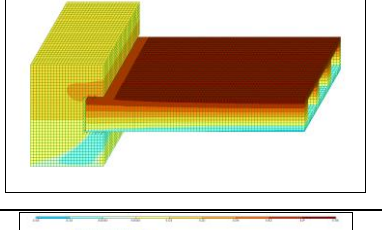
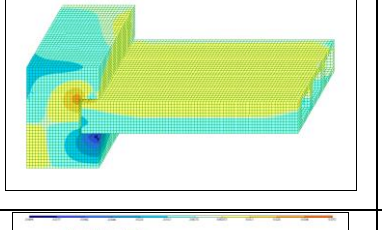
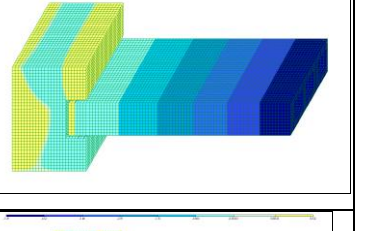
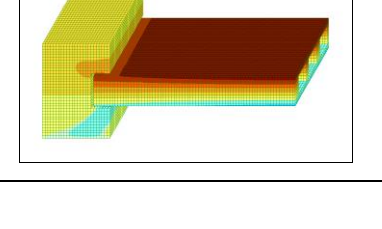
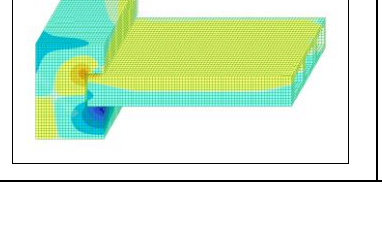

#### 3.1. Испытание плиты пролетом 6,3 м на действие кратковременной сосредоточенной нагрузки

*Объект исследования:* плита шириной 1200 мм, длиной 6280 мм, армированная  $5\varnothing 12K1400$ . Плита не имела поперечной и верхней продольной арматуры, выполнена из бетона класса С32/40.

Испытание (тестирование) плиты проводилось в испытательной лаборатории кафедры железобетонных конструкций Харьковского национального технического университета строительства и архитектуры в августе 2013 г. Возраст испытанной плиты 28 дней. Бетон, из которого выполнена плита, соответствует классу С32/40. Температура наружного воздуха –  $20^{\circ}\text{C}$ , влажность – 80%.

*Система нагружения:* испытание проведено методом приложения сосредоточенной нагрузки F, расположенной на расстоянии 600 мм от опоры (рис.4, 5).

Таблица 2 – Изополя перемещений в опорном узле

	Изополя перемещений конструкции по оси X	Изополя перемещений конструкции по оси Y	Изополя перемещений конструкции по оси Z
исходная модель			
первая итерация			
вторая итерация			
третья итерация			
четвертая итерация			
Результатирующее поле			

Нагрузка прикладывалась с помощью одного 100-тонного домкрата марки ДГ-25 через жесткую поперечную балку из швеллеров № 20, обеспечивающую однородное распределение нагрузки по ширине плиты. Опоры А и В – катковые; А – шарнирно неподвижная, В – шарнирно подвижная. Реакции опор равномерно распределены по ширине плиты (рис. 4).

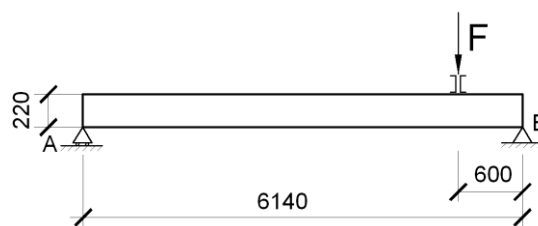


Рис. 4 – Схема нагружения плиты

**Система измерения:** Измерения параметров деформирования произведено механическими и электронными приборами. Схема расстановки измерительных приборов показана на рис. 6.

Здесь приборы И1...И4 – индикаторы ИЧ10 часового типа, с ценой деления 0,01 мм; П1...П4 – прогибомеры 6ПАО с ценой деления 0,001 мм; Д1, Д2 – индикаторы ИЧ10, фиксирующие проскальзывание арматуры в бетоне; приборы под номерами 1...8 – датчики индуктивного типа ДПИ-100, работающие с электронной тензометрической системой СИИТ-3.

**Последовательность эксперимента.** Нагрузки прикладывались в двух циклах.

В первом цикле нагрузка составляла 75% от расчетной разрушающей нагрузки. Нагрузка прикладывалась в два этапа с временным размахом 1 мин. Ожидаемая разрушающая нагрузка (расчетная контрольная нагрузка), равна 157 кН.

Во втором цикле на первом этапе была приложена нагрузка от 0 до 50% от расчетной разрушающей (85 кН) в течение 1 мин., на втором этапе – от 0 до 75% (120 кН) в течение 1 мин., затем нагрузка последовательно увеличивалась со скоростью 15 кН/мин до разрушения.

**Вывод:** По результатам испытаний отмечено следующее;

- разрушение произошло при нагрузке  $F = 170$  кН;

- разрушение произошло по наклонному сечению под углом приблизительно  $45^\circ$ , при этом, одновременно по всей ширине плиты. Начало наклонной трещины на нижней грани плиты – на расстоянии 200 мм от опоры;

- прогибы плиты  $f$  определены как средние значения по показаниям приборов:

- под силой  $F$

$$f = [(П1 - И1) + (П2 - И2)] / 2 ;$$

- в центре плиты  $f = [(П3 - И1) + (П4 - И2)] / 2$  и составили 0,26 мм под силой  $F$  и 0,595 мм в центре.

При этом, по показаниям приборов И3 и И4 осадка опоры А не имела места.

- проскальзывание арматуры в бетоне в процессе испытания не происходило и обнаружилось только на опоре В в момент разрушения. Величина проскальзывания арматуры составила 1,11 мм.

При тестовых испытаниях фактическая прочность бетона на сжатие принималась в соответ-



Рис. 5. Общий вид установки для испытаний

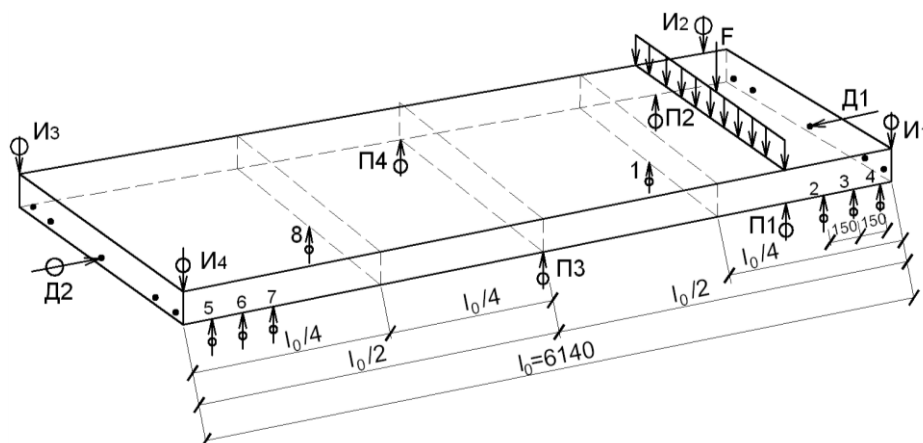


Рис. 6. Схема расстановки измерительных приборов

вii с рекомендаціями ДБН В.2.6-98:2009 [1] и EN1168:2005+A2:2009(E), Приложение J [5]:

$$f_c = f_{ck} / 0,95 = 32 / 0,95 = 33,7 \text{ МПа};$$

средняя прочность бетона на растяжение

$$f_{ctm} = 0,33\sqrt{f_c^2} = 0,33\sqrt{33,7^2} = 3,13 \text{ МПа};$$

фактический предел прочности на растяжение принят

$$f_{ct} = 0,8f_{ctm} = 0,8 \cdot 3,13 = 2,5 \text{ МПа} = 0,25 \text{ кН/см}^2.$$

Тестовая (контрольная) несущая способность плиты по поперечной силе определялась по формуле:

$$V_{Rd,c \text{ test}} = \frac{I_{red} b_w}{S} \sqrt{f_{ct}^2 + \alpha_1 \sigma_{cp} f_{ct}},$$

где  $\alpha_1 = 1$ ;  $\sigma_{cp} = P/A_c$ ;  $S$  – статический момент площади сечения, расположенного над центральной осью, относительно этой оси;  $I_{red}$  – приведенный момент инерции сечения;  $b_w = 26,8$  см - суммарная толщина всех вертикальных перегородок между отверстиями,

$$\text{и составила } V_{Rd,c \text{ test}} = 152 \text{ кН}.$$

Расчетная сосредоточенная нагрузка, приложенная на расстоянии 600мм от опоры

$$F_{calc} = V_{Rd,c \text{ test}} / 0,902 - V_g,$$

где  $V_g$  – расчетное значение поперечной силы от эквивалентной равномерно распределенной нагрузки (собственный вес плиты) на расстоянии 0,6 м от опоры, равное 11,8 кН.

Контрольная нагрузка составила

$$F_{calc} = 152 / 0,902 - 11,8 = 156,7 \text{ кН}.$$

Фактическая разрушающая нагрузка составила  $F_{test} = 170$  кН.

Соотношение  $F_{test} / F_{calc} = 170 / 156,7 = 1,085 > 0,95$ , т.е. фактическая несущая способность оказалась выше теоретического значения разрушающей нагрузки на 8,5%.

**Вывод:** По результатам испытания можно отметить:

- тестовые испытания плиты, проведенные в соответствии с требованиями EN1168:2005+A2:2009(E) показали ее достаточную прочность;

- в процессе испытания при нагрузках, не превышающих расчетных предельных значений, в плите не обнаружены нормальные или наклонные трещины, прогибы не превысили расчетных значений, проскальзывание арматуры в бетоне не наблюдалось.

- по коэффициенту запаса  $F_{test} / F_{calc} = 1,085$  подтверждается надежность расчетной модели плиты.

### 3.2. Испытание плиты на действие кратковременной и длительной равномерно распределенной нагрузки по ДСТУ Б В.2-6-7-95 [3]

Испытание плиты проведено в испытательной лаборатории Харьковского национального технического университета строительства и архитектуры в августе – октябре 2013 г.

Возраст плиты к началу испытаний – 28 дней.

Бетон, из которого выполнена плита, соответствует классу С32/40.

Температура наружного воздуха – 20 °С, влажность – 80%.

**Объект исследования:** плита шириной 1200 мм, длиной 6280 мм армирована 5Ø12К1400. Плита не имеет поперечной и верхней продольной арматуры, выполнена из бетона класса С32/40

**Система нагружения:** Испытания проведены с использованием гидравлического метода нагружения [6]. Сущность испытательной установки сводится к обустройству на верхней поверхности испытуемой конструкции ванны, наполняемой в процессе нагружения водой. (рис 7.)

Ванна изготовлена из древесины, внутри ванны уложена гидрофобная пленка. Нагрузка от собственного веса ванны составила 0,5 кН/м<sup>2</sup>.



Рис. 7. Испытания плиты гидравлическим методом нагружения

Высота бортов ванны 1150 мм, что дало возможность приложения максимальной временной нагрузки 11 кН/м<sup>2</sup>.

Подача и отвод воды осуществлялся через соответствующие патрубки.

Величина временной нагрузки в процессе испытания определялась путем замера высоты столба воды. Такая система нагружения в полной мере соответствовала теоретической равномерно распределенной нагрузке и позволила контролировать напряженно-деформированное состояние плиты в любой момент времени.

При испытаниях принята схема плиты, которая, с одной стороны, имеет катковую шарнирно подвижную опору, а с другой – частичное защемление в кирпичной кладке (рис. 8).

Для имитации реальной нагрузки от вышележащих этажей здания кирпичная кладка пригружена специальной траверсой, которая при помощи домкрата и силового пола обеспечила усилие 800 кН, что эквивалентно давлению на плиту вышележащих 13-ти этажей жилого здания. Заделка плиты в стену – 200 мм. (рис. 9).

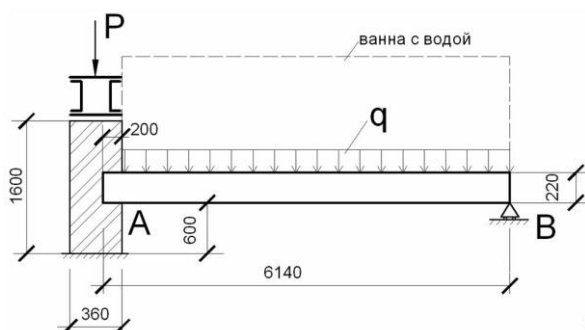


Рис. 8. Схема испытания плиты.

*Система измерения.* Измерения параметров деформирования произведено механическими и электронными приборами. Схема расстановки измерительных приборов показана на рис.10. Нагрузка прикладывалась поэтапно ступенями по 2 кН/м<sup>2</sup> до величины расчетной временной нагрузки 8.5 кН/м<sup>2</sup>, затем ступенями по 1.0 кН/м<sup>2</sup> до максимального значения временной нагрузки. После приложения нагрузки на каждой ступени плита выдерживалась под ней 10 мин.

В процессе испытания измерялись прогибы в середине и в четвертях пролета, а также осадки опор. Смещение концов арматуры относительно бетона на торце опоры В измерялось индикаторами Д1 и Д2.

Максимальное нагружение плиты временной нагрузкой составило 10,7 кН/м<sup>2</sup> (при полном заполнении ванны водой и с учетом собственного веса ванны)

Затем эта нагрузка была зафиксирована и оставлена для определения параметров деформирования плиты при длительном нагружении.

Наблюдения за показаниями измерительных приборов проводились в течение 39 суток. При этом, поддерживался постоянный уровень воды в ванне.

В связи с риском возможного разрушения плиты при нагрузках, близких к предельным расчетным и, как следствие, нарушением герметичности нагрузочной ванны с водой, фактическая максимальная временная нагрузка составила 10.7 кН/м<sup>2</sup>, что меньше контрольной нагрузки для 1-го случая разрушения на 4.5% и для 2-го случая разрушения на 16,4%.



Рис. 9. Защемление плиты на опоре

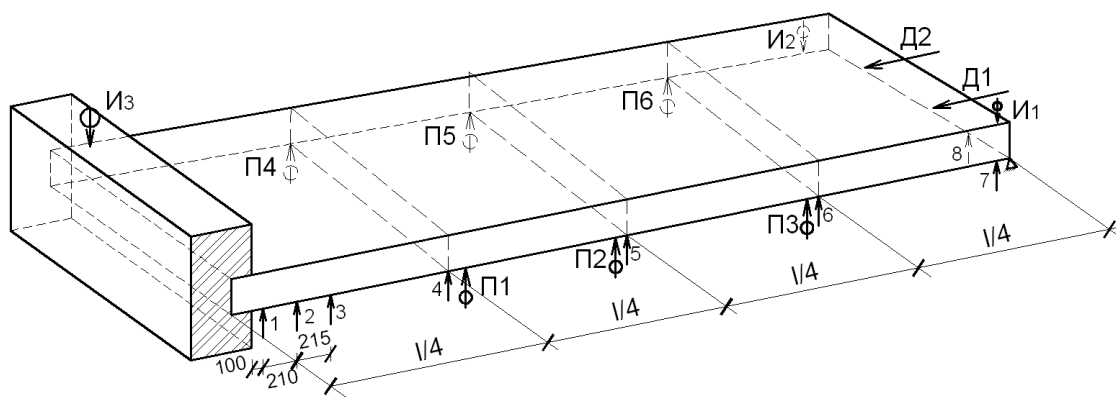


Рис. 10. Схема расстановки измерительных приборов

Фактическая величина изгибающего момента в центре плиты  $-84,27$  кНм, что составило 86% от расчетной несущей способности плиты.

Тем не менее, учитывая, что вся нагрузка являлась длительно действующей (практически постоянной,) достигнутые параметры деформирования считаются допустимыми.

**Вывод:** Из анализа результатов испытаний плиты при кратковременном действии нагрузки определено следующее:

- прогиб плиты в центре составил  $0,259$  см.
- прогибы плиты в четвертях пролета
- у опоры А  $-0,190$  см;
- у опоры В  $-0,194$  см.
- угол поворота плиты при максимальной нагрузке
- у опоры А  $-1,5 \cdot 10^{-4}$  рад.;
- у опоры В  $-0,71 \cdot 10^{-4}$  рад, а расхождение с теоретическим значением составило 6,7%
- в процессе нагружения плиты от 0 до  $10,7$  кН/м<sup>2</sup> не были обнаружены нормальные или наклонные трещины.

При снятии нагрузки (демонтаже ванны) были тщательно осмотрены все поверхности плиты. При этом, не были обнаружены какие-либо трещины, сколы или другие микроразрушения. Это свидетельствует о том, что на опоре А (в заделке плиты в кирпичную кладку) отрицательные изгибающие моменты практически не имели места, и опирание можно считать шарнирным. Последнее обстоятельство подтвердило принятые расчетные предпосылки. (рис. 11).

**Вывод:** Из анализа результатов испытания плиты при длительном действии нагрузки установлено:

- наличие угла поворота при деформировании плиты на опоре А (в кирпичной кладке) и отсутствие трещин в верхней зоне плиты оправдывает идеализацию моделирования опирания плиты в кирпичной кладке в виде шарнирной опоры;



Рис. 11. Верхняя поверхность плиты около заземления после испытания

- ползучесть бетона при длительном нагружении проявляется в первые 1-2 дня. Величина полученного коэффициента ползучести  $\phi(\infty, t_0) \sim 1,3$  согласуется с нормируемой величиной;

- при действии на плиту усилия от вышележащей кладки, равного  $800$  кН (что эквивалентно вышележащим 13 этажам жилого здания) разрушения в бетоне не обнаружены, следовательно пустоты в торцах плиты можно не заделывать бетоном.

Данная работа явилась основой для запуска линии производства плит на заводе железобетонных конструкций в городе Сумы по технологиям и на оборудовании английской фирмы «Spirol». (рис. 12).

Принципиальным отличием плит, изготавливаемых по данной технологии является применение в качестве напрягаемой арматуры стальных канатов отечественного производства, вместо более дорогой высокопрочной проволоки, применяемой в зарубежных аналогах.

Технологический процесс изготовления рассмотренных плит состоит из следующих этапов:

- подготовка стендов длиной  $120$  метров, (два параллельно работающих стенда), которые предварительно очищаются и смазываются маслом;





Рис. 12. Линия по производству плит на заводе по изготовлению железобетонных конструкций в городе Сумы

- натяжение арматурных канатов, используемых в качестве рабочей арматуры до проектной величины и жесткое закрепление их на упорах;

- формование плиты машиной-экструдером, оставляющей за собой конструктив на всю длину станда. Формование идет по горизонтали, при этом, экструдер оттапливается от готового изделия, тем самым обеспечивая равномерное по высоте уплотнение бетона плиты;

- тепловая обработка – укрытие конструкции теплоизоляционным материалом, и подогрев станда снизу. При этом, после набора бетона необходимой прочности, плиту разрезают на нужную длину с помощью лазерной установки. Резка плит может осуществляться не только перпендикулярно станду, но и под углом. После распиловки пустотные плиты снимаются с производственной линии при помощи подъемных захватов.

В настоящее время, после проведения опытно-промышленной эксплуатации, линия по выпуску плит вышла на промышленные объемы. Объекты строительства, использующие рассмотренные конструктивы, отличает высокое качество обустроенных дисков перекрытий.

### Литература

1. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В2.6-98:2009. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009.

2. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6-156:2010. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011.

3. Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытания нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости: ДСТУ Б В.2-6-7-95. – К.: Госкомградостроительства Украины, 1997.

4. EN 1992-1-1:2004+AC:2008, IDT. Еврокод-2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.

5. EN 1168:2005+A2:2009(E). Приложение J.

6. Шмуклер В.С. Каркасные системы облегченного типа / В.С. Шмуклер, Ю.А. Климов, Н.П. Бурак. – Х.: Золотые страницы, 2008

7. Городецкий А.С. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций / А.С. Городецкий, В.С. Шмуклер, А.В. Бондарев. – Х.: НТУ «ХПИ», 2003. – 889 с.

8. Руководство пользователя «ЛПА-WINDOWS». Программный комплекс, том V, Киев, 1996.

**Автор:** ШМУКЛЕР Валерій Самуїлович

*Харківський національний університет міського господарства імені О.М. Бекетова, доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри*

*E-mail – [kname.edu.ua](mailto:kname.edu.ua).*

**Автор:** СТОЯНОВ Євген Геннадійович

*Харківський національний університет міського господарства імені О.М. Бекетова, кандидат технічних наук, доцент*

*E-mail – [kname.edu.ua](mailto:kname.edu.ua).*

**Автор:** ПУСТОВОЙТОВА Оксана Михайлівна

*Харківський національний університет міського господарства імені О.М. Бекетова, кандидат технічних наук, доцент*

*E-mail – [kname.edu.ua](mailto:kname.edu.ua).*

**Автор:** ТЕРТИЧНИЙ Євген Миколайович

*"Строительная производственно-коммерческая компания "Федорченко" м. Суми, головний інженер*

*E-mail – [fedorchenkod@ukr.net](mailto:fedorchenkod@ukr.net)*

**Автор:** ЛЬВОВСЬКИЙ Ілля Григорович

*"Строительная производственно-коммерческая компания "Федорченко" м. Суми*

*E-mail – [fedorchenkod@ukr.net](mailto:fedorchenkod@ukr.net)*

**Автор:** КОРЕНЕВ Роман Валерійович

*Харківський національний університет міського господарства імені О.М. Бекетова, студент 5-го курсу, спеціальності Промислове та цивільне будівництво*

*E-mail – [kname.edu.ua](mailto:kname.edu.ua).*

### **ОСОБЛИВОСТІ ВПРОВАДЖЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАГАТОПУСТОТНИХ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИХ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ БЕЗОПАЛУБОЧНОГО СТЕНДОВОГО ФОРМУВАННЯ**

*В.С. Шмуклер, Е.Г. Стоянов, О.М. Пустовойтова, Е.Н. Тертичний, І.Г. Львівський, Р.В. Коренев*

*У статті розглянуті основні положення розрахунку і проектування, а також конструктивні особливості залізобетонних багатопустотних попередньо напружених плит перекриттів безопалубного стендового формування. Наведені результати моделювання напружено-деформованого стану конструкцій та їх експериментального тестування. Представлена технологія виготовлення досліджуваних плит.*

***Ключові слова:** напружено-деформований стан, основна і додаткова програми експерименту, гідравлічний метод випробувань, система вимірювання, моделювання, ізополя переміщень, тестування.*

### **FEATURES OF IMPLEMENTATION REINFORCED CONCRETE MULTIHOLLOW PRESTRESSED FLOOR SLABS WHICH FORMED WITHOUT TIMBERING**

*V.S. Schmukler, E.G. Stoyanov, O.M. Pustovoytova, E.N. Tertychnyi, I.G. Lvivskiy, G.V. Korenev*

*The article describes the main provisions of the calculation and design, as well as design features prestressed concrete slabs which formed without timbering. The results of modeling of the stress-strain state of structures and their experimental testing. The technology of manufacturing the concrete slabs*

***Keywords:** stress-strain state, primary and secondary experimental program, the hydraulic test method, the system of measurement, modelling, contour plots displacement testing*