

DOI: <https://doi.org/10.33408/2519-237X.2021.5-1.33>

УДК 614.841.332:624.94.012.45

КОНСТРУИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО МОНОЛИТНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ В СОСТАВЕ ФРАГМЕНТА КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ ДЛЯ ИССЛЕДОВАНИЙ ОГНЕСТОЙКОСТИ В РАМКАХ НАТУРНЫХ ОГНЕВЫХ ИСПЫТАНИЙ

Кудряшов В.А., Жамойдик С.М., Кураченко И.Ю., Мордич М.М.

Цель. На основе результатов сопоставительного численного конечно-элементного моделирования разработать и возвести конструкцию железобетонного монолитного перекрытия с теоретическим пределом огнестойкости REI 150 в составе экспериментального фрагмента каркасного здания, включающего сборные центрифугированные колонны, для исследования огнестойкости в рамках натуральных огневых испытаний, приближенных к стандартному температурному режиму пожара.

Методы. Анализ результатов существующих исследований и методов для достижения цели исследований. Численное конечно-элементное моделирование железобетонных конструкций с использованием ПК ЛИРА-САПР 2013 R5. Метод аналогии. Оценка огнестойкости методом предельного равновесия. Измерения толщины защитного слоя бетона магнитным методом. Измерения геометрии методом лазерного нивелирования.

Результаты. Монолитные железобетонные каркасные системы зданий в настоящее время являются наиболее распространенными при строительстве многоэтажных зданий, такие системы обладают высокой потенциальной огнестойкостью, при этом экспериментальные исследования ввиду сложности воссоздания реальных условий сопряжения и нагружения, практически не проводились. Для решения указанной проблемы выполнено численное конечно-элементное моделирование плоского железобетонного монолитного перекрытия толщиной 200 мм в составе 2-этажного каркасного здания с сеткой колонн 6×6 м и расчетной полезной нагрузкой 10 кН/м². Рассчитано требуемое армирование железобетонного монолитного перекрытия исходя из усилий и конструктивных требований, в том числе расчетных сочетаний нагрузок и усилий. Фрагмент железобетонного перекрытия размером 3×9 м из центральной части 1-го этажа каркаса перенесен методом аналогии в экспериментальный фрагмент, включающий в качестве опор две железобетонные центрифугированные колонны с пролетом 6,0 м и увязан с ними. Предел огнестойкости перекрытия, определенный методом предельного равновесия с учетом потенциала перераспределения усилий, составил не менее REI 150. На основании проведенного конструирования возведен фрагмент каркасного здания для исследования огнестойкости в рамках натуральных огневых испытаний, приближенных к стандартному температурному режиму пожара.

Область применения исследований. Результаты исследований могут быть применены для проведения натуральных огневых испытаний возведенного фрагмента, проектирования и конструирования аналогичных железобетонных монолитных, сборно-монолитных перекрытий, при разработке методик оценки огнестойкости железобетонных конструкций.

Ключевые слова: огнестойкость, натурные огневые испытания, железобетонное монолитное перекрытие, каркасное здание, моделирование, расчетная модель, конструирование, ЛИРА-САПР, возведение, строительство.

(Поступила в редакцию 27 января 2021 г.)

Введение

Применение современных технологий проектирования и строительства зданий является перспективным для любой экономически развитой страны, включая Республику Беларусь¹. В настоящее время в массовом строительстве Беларуси широко применяются сборные, монолитные и сборно-монолитные железобетонные конструкции. Каркасы таких зданий могут включать сборные и монолитные элементы перекрытий и колонн в различных сочетаниях. При этом образуются многопролетные многоэтажные рамы, способные воспринимать

¹ О приоритетных направлениях развития строительной отрасли [Электронный ресурс]: директива Президента Республики Беларусь, 4 марта 2019 г., № 8. – Режим доступа: <http://www.pravo.by/document/?guid=3871&p0=P01900008>. – Дата доступа: 20.01.2021.

комплекс горизонтальных нагрузок и изгибающих моментов (воздействий), в том числе воздействий пожара.

Каркасные системы в сравнении со стеновыми имеют ряд преимуществ: меньшая материалоемкость и затесненность опорами, позволяющие реализовывать практически любые архитектурные решения с меньшей стоимостью. При этом железобетонные конструкции по сравнению со стальными каркасами характеризуются меньшим расходом стали и большей огнестойкостью. В настоящее время сборный железобетонный каркас широко применяется в промышленном строительстве, реже – в гражданском строительстве, а монолитный – преимущественно в гражданском строительстве для жилых и общественных многоэтажных зданий. Железобетонные монолитные перекрытия выполняют в основном плоскими сплошными, опирают на систему балок, поддерживаемую стенами и стойками, или непосредственно на стены и стойки. По способу устройства различают ребристые, часторебристые, кесонные, сетчатые, шатровые и безбалочные перекрытия [1].

Из многообразия предъявляемых к зданиям технических требований (прочность, устойчивость, долговечность и др.) важными являются требования пожарной безопасности, в частности, к огнестойкости строительных конструкций, которые должны соблюдаться на протяжении всего жизненного цикла объекта строительства². Требования по огнестойкости предусматриваются в целях сохранения общей устойчивости несущих и ограждающих элементов здания для обеспечения безопасной эвакуации людей в случае пожара и создания условий для тушения пожара пожарными аварийно-спасательными подразделениями.

Благодаря развитию технологий строительства зданий и появлению новых видов сборных и сборно-монолитных железобетонных конструкций вопрос исследования их огнестойкости является актуальным [2–9]. Вместе с тем следует подчеркнуть недостаточность имеющихся в настоящее время работ по огнестойкости железобетонных перекрытий, образованных железобетонными монолитными конструкциями. Известна работа Е.М. Ларби³ в этой области, которая посвящена численному моделированию многоэтажных монолитных зданий и разработке предложений по расчету огнестойкости железобетонных монолитных конструкций с новыми видами арматуры, а также методики расчета огнестойкости монолитных каркасных зданий с учетом физической нелинейности бетона и арматуры при нагреве и охлаждении. Однако результаты указанной работы основаны на теоретических исследованиях и компьютерном моделировании без проведения огневых испытаний фрагментов монолитных зданий, выполненных в натуральную величину. Упругопластическая работа железобетона, нестационарный прогрев, склонность бетона к хрупкому (взрывообразному) разрушению, – все это может привести к переоценке огнестойкости монолитных зданий и их преждевременной потере несущей способности и устойчивости при пожаре.

Известен ряд исследований огнестойкости натуральных фрагментов каркасных зданий, выполненных работниками государственного учреждения образования «Университет гражданской защиты Министерства по чрезвычайным ситуациям Республики Беларусь» (УГЗ МЧС). В частности, исследования огнестойкости каркасных зданий Б1.020.1-7, выполненные авторским коллективом работников РУП «Институт БелНИИС», УГЗ МЧС и учреждения «Научно-исследовательский институт пожарной безопасности и проблем чрезвычайных ситуаций Министерства по чрезвычайным ситуациям Республики Беларусь», позволили изучить поведение сборно-монолитных перекрытий с различными вариантами сборных многослойных плит и оценить перемещения при температурном воздействии, близком к стандартному температурному режиму пожара, разработать подходы по оценке предельного напряженно-деформированного состояния заземленных железобетонных изгибаемых элементов, а также разработать предложения по их конструированию [2; 10–11].

В целом полноценные экспериментально-теоретические исследования огнестойкости железобетонных монолитных перекрытий с реальными условиями передачи нагрузок и усилий в литературе не встречаются, поэтому такие исследования являются актуальной научно-практической задачей, решение которой необходимо для апробации имеющихся теоретических исследований, разработки оптимальных конструктивных решений с целью повышения устойчивости монолитных зданий, сооружений и их частей при воздействии пожара.

² Здания и сооружения, строительные материалы и изделия. Безопасность: ТР 2009/013/ВУ*: принят 02.07.2013; вступ. в силу 01.08.2010 / постановление Совета Министров Респ. Беларусь. – Минск: Госстандарт, 2015. – 25 с.

³ Ларби, Е.М. Огнестойкость монолитных железобетонных конструкций зданий: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Е.М. Ларби. – Харьков, 2001. – 209 л.

Основная часть

Моделирование и проектирование железобетонного перекрытия. Для достижения поставленной цели была разработана модель-аналог реального 2-этажного здания с каркасной конструктивной схемой, широко применяемой в настоящее время в современном строительстве [12–14]. С учетом разнообразия известных видов железобетонных монолитных перекрытий наиболее распространенными и экономически обоснованными являются плоские монолитные перекрытия с опиранием непосредственно на колонны. Сетка колонн в таких зданиях принимается, как правило, близкой к $6,0 \times 6,0$ м, толщина перекрытия – 160...200 мм, но не менее $l/32$, где l – расчетный пролет.

Железобетонный каркас модели-аналога был принят размером 30×20 м, с сеткой колонн $6,0 \times 6,0$ м, с монолитным перекрытием толщиной 200 мм и колоннами 400×400 мм. Полезная нагрузка на перекрытие была принята выше средней для общественных зданий в расчетных значениях $10,0 \text{ кН/м}^2$ (включающей $4,0 \text{ кН/м}^2$ постоянной нагрузки с коэффициентом надежности по нагрузке 1,35 и $6,0 \text{ кН/м}^2$ переменной нагрузки с коэффициентом надежности по нагрузке 1,5). Значение переменной нагрузки соответствует максимальным значениям для категорий А, С2 и минимальным значениям для категории D⁴, либо помещениям с возможным скоплением людей⁵.

Моделирование фрагмента железобетонного монолитного перекрытия выполняли с использованием некоммерческой свободно распространяемой версии программного комплекса (далее – ПК) ЛИРА-САПР 2013 R5. Выбор программного комплекса основывался на результатах работ [15; 16], которые свидетельствуют об удовлетворительной сходимости результатов расчета с классическими расчетными моделями, соответствии требованиям технических нормативных правовых актов (далее – ТНПА), а также возможности расчета усилий, деформаций и армирования железобетонных конструкций.

Общий вид расчетной модели-аналога представлен на рисунке 1. При расчете использовали линейно-упругую модель материалов, абсолютно жесткое защемление колонн в фундаментных створах и абсолютно жесткое сопряжение конечных элементов (далее – КЭ) перекрытия с КЭ колонн в пределах их сечения (400×400 мм). Колонны моделировали цельными стержневыми КЭ (тип 10), перекрытия – плоскими КЭ (тип 41), размером в плане 200×200 мм. В соответствии с требованиями п. 7.1.3.4 СНБ 5.03.01⁶ жесткость колонн была принята с коэффициентом 0,7, а жесткость перекрытий – с коэффициентом 0,25 по отношению к исходному модулю упругости бетона, принятому равным 30 ГПа для класса по прочности $C^{20}/25$. Для задания нагрузки использовали таблицы расчетных сочетаний нагрузок (5 сочетаний) и расчетных сочетаний усилий (4 сочетания) в соответствии с требованиями белорусских и российских ТНПА.

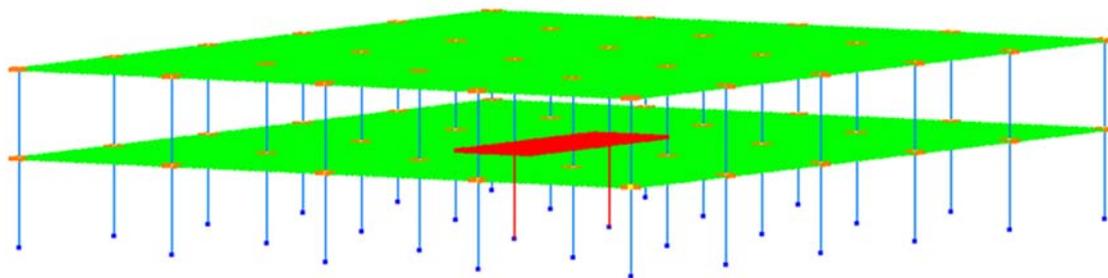


Рисунок 1. – Общий вид расчетной модели-аналога 2-этажного здания с каркасной конструктивной схемой в ПК ЛИРА-САПР 2013 R5. Исследуемая часть перекрытия выделена красным цветом

Распределение изгибающих моментов в линейно-упругой постановке во фрагменте железобетонного перекрытия размером $8,8 \times 2,8$ м, расположенного в середине 1-го этажа, представлено на рисунке 2 (см. также рис. 1). Результаты расчетов приведены для особого сочетания нагрузок, используемого для расчета огнестойкости, с коэффициентами надежности, равными: 1,0 – для постоянных нагрузок, 0,5 – для переменных нагрузок.

⁴ Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-1. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий: ТКП EN 1991-1-1-2016 (33020). – Взамен СТБ EN 1991-1-1-2007; введ. 11.03.16. – Минск: Минстройархитектуры, 2016. – 48 с.

⁵ Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85. – Взамен СНиП II-674; введ. 01.01.87. – М.: ЦНИИСК, 2004 – 37 с.

⁶ Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Взамен СНиП 2.03.01-84; введ. 01.07.03. – Минск: Минстройархитектуры, 2003. – 140 с.

Расчет армирования осуществляли для двух вариантов: по белорусским и российским ТНПА (с выбором в сторону большей площади армирования), с учетом I и II групп предельных состояний. При этом для расчетов по требованиям белорусских ТНПА использовали армирование с классом прочности S500⁷ и бетон класса прочности C²⁰/25, в то время как по российским ТНПА использовали аналогичные материалы – арматуру класса А500⁸ и бетон с классом прочности В25. Во всех случаях использовали расчет арматуры по теории Вуда с усредненным расстоянием до оси продольной и поперечной арматуры 30 мм, минимальный и максимальный процент армирования сечений соответственно 0,13 и 10 %, билинейную диаграмму деформирования бетона.

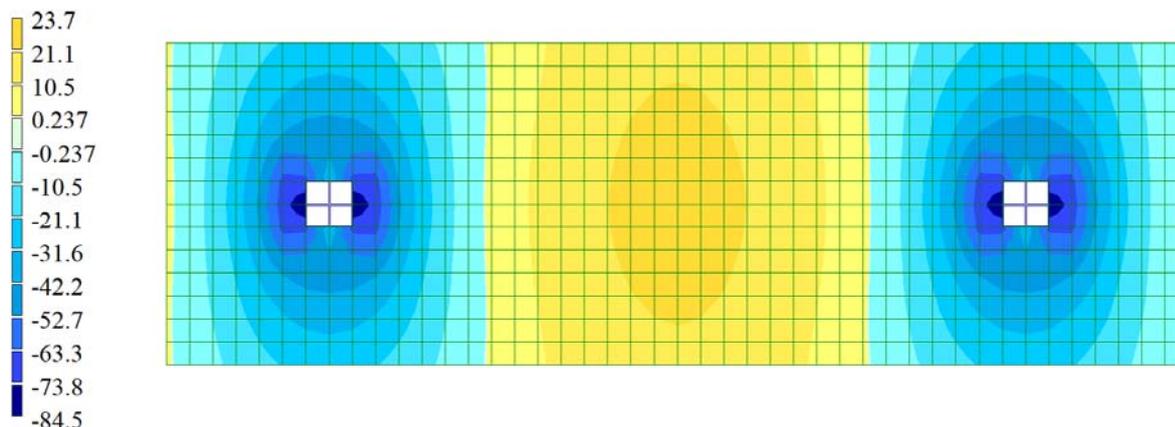


Рисунок 2. – Распределение изгибающих моментов в исследуемой части железобетонного перекрытия размером 8,8×2,8 м модели-аналога многопролетной каркасной схемы здания для особого расчетного сочетания нагрузок

Окончательно армирование было принято следующим:

нижнее армирование – фоновая арматурная сетка из стержней диаметром 10 мм с шагом 200 мм, дополнительное армирование в середине пролета – учащение шага стержней поперек пролета до 100 мм;

верхнее армирование – фоновая арматурная сетка из стержней диаметром 10 мм с шагом 200 мм; дополнительное армирование в опорной области – учащение шага стержней вдоль и поперек пролета до 100 мм, между которыми устанавливали арматурные стержни диаметром 16 мм также с шагом 100 мм (таким образом, расстояние между осями стержней составляло 50 мм).

Дополнительно были проведены расчеты железобетонного перекрытия на продавливание в опорных областях и определено количество вертикальной поперечной арматуры – не менее 48 стержней диаметром 10 мм в радиусе 500 мм от грани колонн.

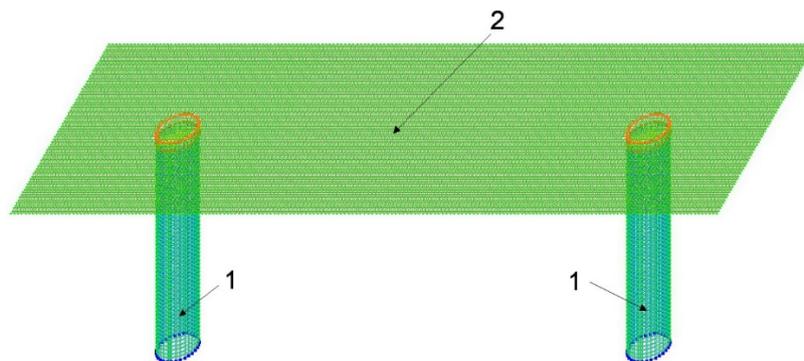
Исследуемая часть перекрытия была перенесена из многопролетной каркасной схемы здания путем фрагментации (отсечения фрагмента диска перекрытия), преобразована в однопролетную схему с расчетным пролетом 6,0 м и консольными свесами по 1,5 м. Размер перекрытия в плане составил 3,0×9,0 м, толщина перекрытия – 200 мм. Исследования огнестойкости железобетонной монолитной плиты перекрытия были объединены с исследованиями огнестойкости сборных железобетонных centrifугированных колонн наружным диаметром 560 мм и толщиной стенки 55 мм производства ОАО «Светлогорский завод железобетонных изделий и конструкций» [17]. Высота фрагмента в свету (2,75 м) была обусловлена высотой centrifугированных железобетонных колонн (исследование огнестойкости centrifугированных железобетонных колонн не является предметом настоящей статьи, см. работу [17] и др.).

Для полученной однопролетно-консольной схемы перекрытия с жестким сопряжением с centrifугированными колоннами в ПК ЛИРА-САПР 2013 R5 была разработана собственная линейно-упругая модель, представленная на рисунке 3.

⁷ Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия: СТБ 1704-2012. – Взамен СТБ 1704-2006; введ. 01.01.13. – Минск: Минскгипропроект, 2013. – 20 с.

⁸ Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Технические условия: ГОСТ 34028-2016. – Взамен ГОСТ 5781-82, ГОСТ 10884-94; введ. 08.12.16. – Минск: БелГИСС, 2016. – 46 с.

Расчетная модель включала 2 центрифугированные железобетонные колонны, представленные КЭ пластин (тип 41) толщиной 55 мм, расположенными по окружности диаметром 505 мм, а также железобетонное монолитное перекрытие с консольными свесами, выполненным с применением КЭ пластин (тип 41) толщиной 200 мм. Модуль упругости бетона в соответствии с требованиями п. 7.1.3.4 СНБ 5.03.01⁹ для колонн был принят равным 25,0 ГПа, модуль упругости перекрытия – 7,5 ГПа. Все КЭ пластины были предусмотрены размером 50×50 мм. Створы каждой колонны в фундаментах приняты жестко защемленными, сопряжение с перекрытием – через массив 65 точек, связанных в абсолютно жесткое тело и 16 численных конечных элементов абсолютно жестких тел (тип 10) – для учета работы бетонной шпонки высотой 400 мм.



1 – железобетонные центрифугированные колонны; 2 – железобетонное монолитное перекрытие
Рисунок 3. – Общий вид расчетной модели – экспериментального фрагмента

Для перекрытия были приняты нагрузки исходя из условия максимального приведения в соответствие значений изгибающих моментов в пролете для особого расчетного сочетания нагрузок модели-аналога 2-этажного многопролетного здания. При этом собственный вес перекрытия был принят с коэффициентом надежности 1,35 для учета веса арматуры, отклонений геометрии и возможных наплывов бетона. Результаты расчетов показали, что полезная нагрузка со значением 6,63 кН/м² показывает удовлетворительную сходимость по изгибающим моментам с моделью-аналогом (см. рис. 2). Кроме того, для увеличения нагрузки на центрифугированные колонны над ними принята сосредоточенная нагрузка интенсивностью 28,25 кН/м² [17]. Распределение изгибающих моментов для экспериментального фрагмента представлено на рисунке 4.

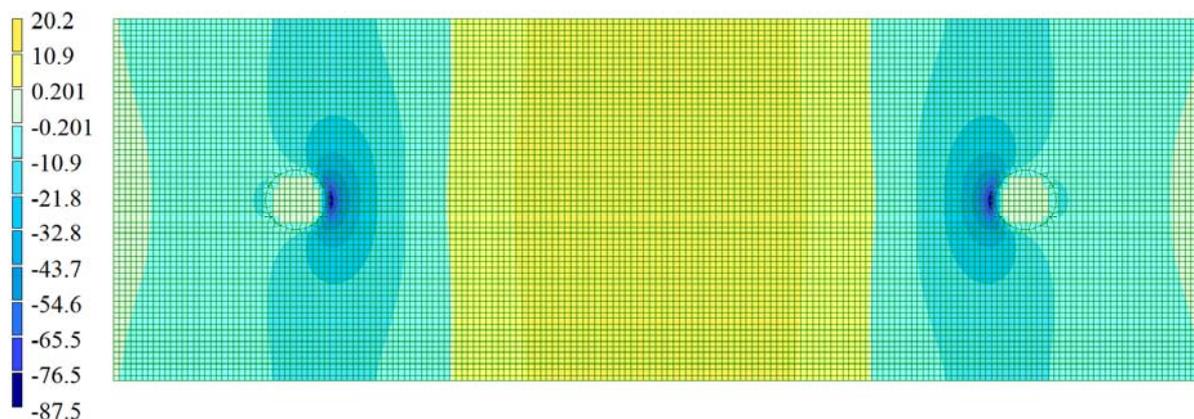


Рисунок 4. – Распределение изгибающих моментов в железобетонном перекрытии для экспериментального фрагмента

Представленная полезная нагрузка в силу различия расчетных схем между однопролетной консольной и многопролетной схемой видится авторам статьи удовлетворительно рассчитанной, т.к. максимальное значение изгибающего момента на опоре и в пролете плиты в сравнении с многопролетной схемой соответственно увеличилось на 3,0 кН·м (3,6 %) и снизилось на 3,5 кН·м (14,8 %), а также соответствует кратному количеству грузов массой 480 кг. При этом разность в сумме пролетного и одного из опорных моментов составила 0,5 кН (0,5 %) – что свидетельствует о равном потенциале перераспределения усилий в ходе

⁹ См. сноску 4.

возможного огневого воздействия. Это свидетельствует о близком соответствии однопролетного перекрытия аналогу из реальной многопролетной схемы, что также подтверждается значениями расчетных прогибов в линейно-упругой постановке (отличие на 2,26 мм (19 %), рис. 5). Таким образом можно говорить о максимальной согласованности однопролетной расчетной схемы с многопролетной.

Конструкция железобетонного монолитного перекрытия, характеристики материалов были приняты полностью идентичными исследуемому фрагменту модели-аналога 2-этажного многопролетного каркаса здания. Проведены поверочные расчеты требуемого армирования для экспериментального фрагмента, которые показали достаточность принятых конструктивных решений. При этом для экспериментального фрагмента были предусмотрены незначительные конструктивные изменения для соответствия требованиям ТНПА – по контуру перекрытия в виде П-образных хомутов¹⁰, обеспечивающих восприятие крутящих моментов у края перекрытия и необходимую анкеровку концевых участков арматуры, а также загиб и увязка арматурных выпусков из центрифугированных колонн.

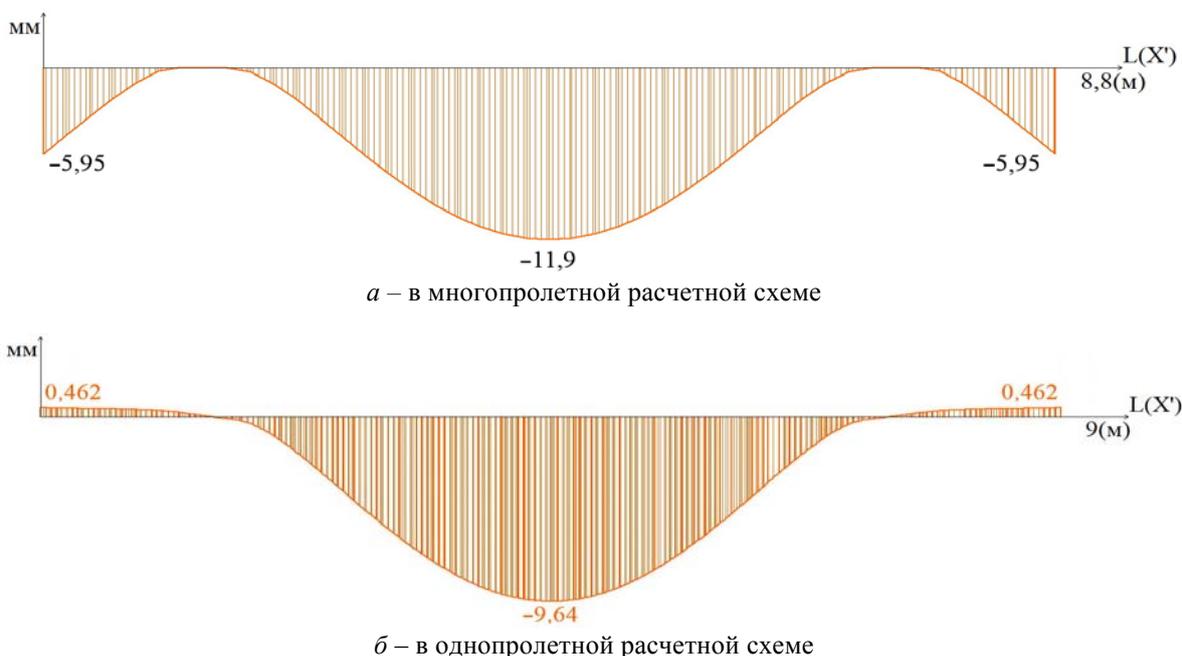


Рисунок 5. – Распределение прогибов в железобетонном перекрытии между осями колонн

Планы и схемы армирования железобетонного монолитного перекрытия экспериментального фрагмента представлены на рисунках 6–8.

Расчет огнестойкости перекрытия произведен с учетом перераспределения усилий между опорным и пролетными сечениями. Аналогичный подход был успешно применен для расчета железобетонных статически неопределимых сборно-монолитных конструкций в сопоставлении с натурными огневыми испытаниями [2; 10; 11; 20], а также приведено в Руководстве по расчету статически неопределимых конструкций¹¹. Несущую способность перекрытия при пожаре **R** определяли исходя из условия прочности $M_{Rd}^{\Sigma}(\Theta) \geq M_{Sd}^{\Sigma}(\Theta)$ с использованием метода предельного равновесия для 150 мин стандартного огневого воздействия:

$$M_{Rd}^{\Sigma}(\Theta) = M_{Rd}^{sp}(\Theta) + M_{Rd}^{supp} = 14,1 + 121,0 = 135,1 \text{ (кН} \cdot \text{м)}, \quad (1)$$

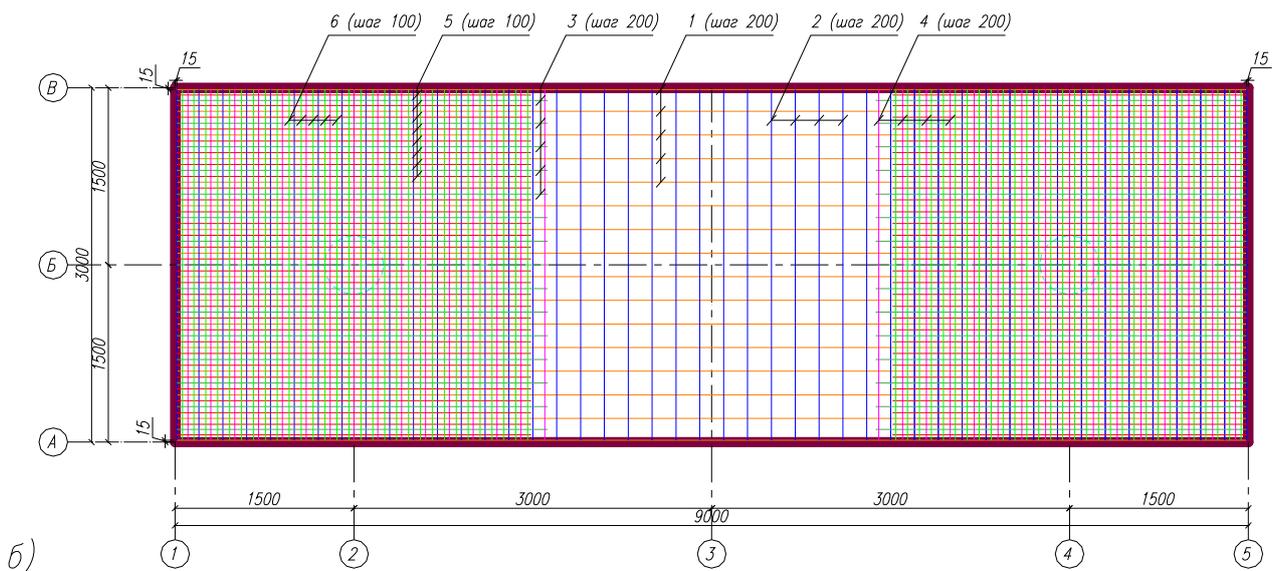
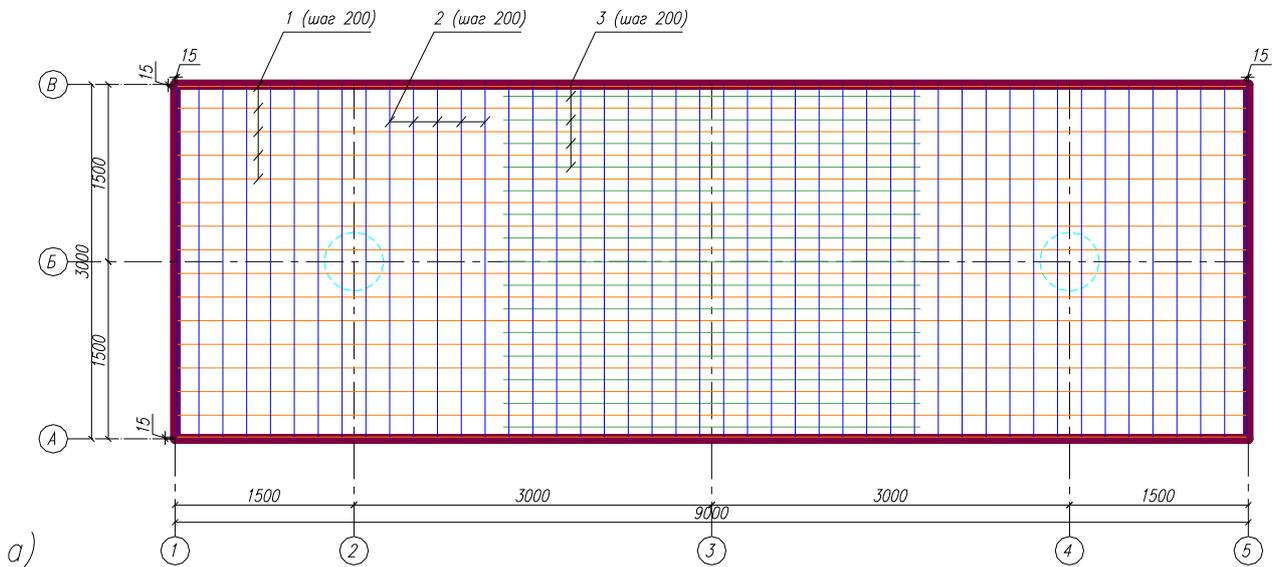
$$M_{Sd}^{\Sigma}(\Theta) = M_{Sd}^{sp}(\Theta) + M_{Sd}^{supp} = 19,5 + 89,4 = 108,9 \text{ (кН} \cdot \text{м)},$$

где $M_{Rd}^{\Sigma}(\Theta)$ – суммарная прочность сечений, кН·м; $M_{Rd}^{sp}(\Theta)$ – прочность пролетного сечения, кН·м; $M_{Rd}^{supp}(\Theta)$ – прочность одного из опорных сечений (при их равенстве) либо сред-

¹⁰ Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1992-1-1-2009; введ. 01.01.10. – Минск: Мистройархитектуры, 2015. – 206 с.

¹¹ Руководство по расчету статически неопределимых конструкций. – М.: НИИЖБ, 1975 – 194 с.

нее арифметическое прочности обоих опорных сечений, кН·м; $M_{Sd}^{\Sigma}(\Theta)$ – суммарный изгибающий момент в сечениях, кН·м; $M_{Sd}^{sp}(\Theta)$ – изгибающий момент в пролетном сечении, кН·м; $M_{Sd}^{supp}(\Theta)$ – изгибающий момент в одном из опорных сечений (при их равенстве) либо среднее арифметическое изгибающих моментов обоих опорных сечений, кН·м.



Спецификация к схеме расположения нижней арматуры

Поз.	Наименование	Кол.	Масса ед., кг
	<i>Детали</i>		
1	10 S500 СТЬ 1704-2012 L=8970	16	5.53
2	10 S500 СТЬ 1704-2012 L=2970	46	1.83
3	10 S500 СТЬ 1704-2012 L=3500	15	2.16

Спецификация к схеме расположения верхней арматуры

Поз.	Наименование	Кол.	Масса ед., кг
	<i>Детали</i>		
1	10 S500 СТЬ 1704-2012 L=8970	16	5.53
2	10 S500 СТЬ 1704-2012 L=2970	46	1.83
3	10 S500 СТЬ 1704-2012 L=3110	30	1.92
4	10 S500 СТЬ 1704-2012 L=2970	32	1.83
5	16 S500 СТЬ 1704-2012 L=2970	60	4.69
6	16 S500 СТЬ 1704-2012 L=2970	60	4.69

а) – у нижней грани плиты; б) – у верхней грани плиты

Рисунок 6. – Армирование монолитного перекрытия экспериментального фрагмента

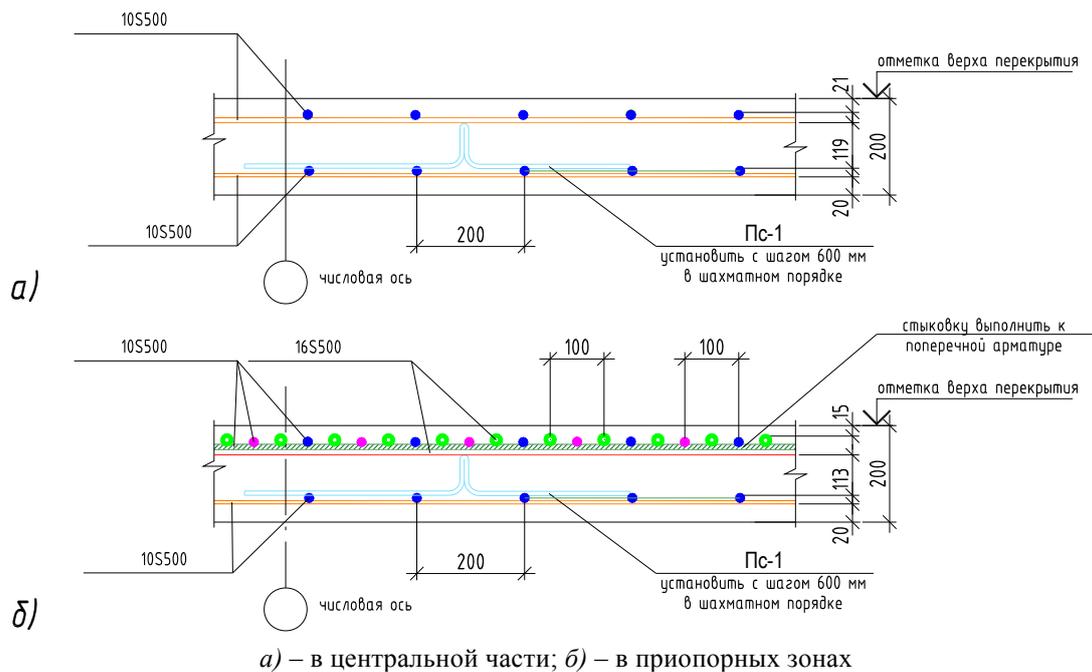
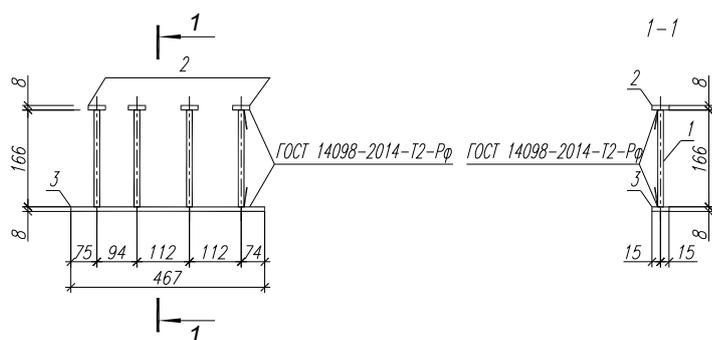


Рисунок 7. – Поперечное сечение монолитного перекрытия экспериментального фрагмента



Поз.	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примечание
	<i>Изделие металлическое ИМ1</i>		1,526	
1	10 S500 СТБ 1704-2012 L=166	4	0,102	
2	Полоса A_{30} -В ГОСТ 103-2006 C_{245} ГОСТ 21772-2015 L=30	4	0,06	
3	Полоса A_{30} -В ГОСТ 103-2006 C_{245} ГОСТ 21772-2015 L=467	1	0,878	
	<i>Всего на плиту</i>	24	36,62	

Рисунок 8. – Схема арматурных изделий, устанавливаемых в опорных участках монолитного перекрытия экспериментального фрагмента

Как следует из формулы (1), а также с учетом огнестойкости по теплоизолирующей способности **EI** в соответствии с данными таблицы 6.3 ТКП 45-2.02-110¹², спроектированное железобетонное монолитное перекрытие с учетом потенциала перераспределения усилий при пожаре отвечает огнестойкости **REI 150**.

Таким образом, на основе результатов сопоставительного конечно-элементного моделирования и сопутствующих расчетов разработана конструкция железобетонной монолитной плиты перекрытия в составе экспериментального фрагмента каркасного здания, включающего сборные центрифугированные колонны, для дальнейшего исследования огнестойкости в рамках натуральных огневых испытаний, приближенных к стандартному температурному режиму пожара.

Возведение железобетонного монолитного перекрытия. До возведения экспериментального фрагмента каркасного здания были подготовлены железобетонные монолитные стаканы, в которых в последующем были установлены 2 сборные центрифугированные железобетонные колонны производства ОАО «Светлогорский завод железобетонных изделий и конструкций» [17].

¹² Строительные конструкции. Порядок расчета пределов огнестойкости: ТКП 45-2.02-110-2008 (02250). – Взамен П1-02 к СНБ 2.02.01-98. – Введ. 12.06.08. – Минск: Минсктипроект, 2008. – 126 с.

Для возведения железобетонной монолитной плиты перекрытия применяли съемную систему инвентарной опалубки¹³, включающую телескопические стойки с треногами, деревянные балки в виде двутавров, ламинированные фанерные щиты. Установку арматурных изделий в опалубку осуществляли в соответствии с результатами конструирования, представленными выше. С целью обеспечения требуемого защитного слоя бетона для нижней продольной арматуры (20 мм) применяли пластиковые фиксаторы защитного слоя арматуры типа «опоры» 25/20/15/10 мм. Сварные изделия для поперечного армирования устанавливали исходя из результатов расчета на продавливание, крепили в проектном положении к нижнему ряду арматурной сетки посредством вязальной проволоки (рис. 9).



Рисунок 9. – Армирование опорных участков монолитного перекрытия экспериментального фрагмента

Для установки верхней сетки арматурного каркаса в проектном положении и обеспечения минимального требуемого защитного слоя 15 мм сверху применяли гнутые зигзагообразные закладные детали Пс-1 высотой по внешним граням 113 мм (устанавливали в приопорных зонах верхнего дополнительного армирования диаметром 16 мм) и высотой 119 мм (на остальной площади плиты), изготовленные механическим способом на электромеханическом гибочном станке из стержневой арматуры диаметром 8 мм. Указанные изделия устанавливали в шахматном порядке с шагом 600 мм (рис. 7). Процесс установки верхнего ряда арматуры представлен на рисунке 10.



Рисунок 10. – Процесс установки верхнего ряда арматуры монолитного перекрытия экспериментального фрагмента

¹³ Опалубка для возведения монолитных бетонных и железобетонных конструкций. Общие технические условия: СТБ 1110-98. – Взамен ГОСТ 23477-79, ГОСТ 23478-79; введ. 01.03.99. – Минск: СтройМедиаПроект, 2015. – 24 с.

Все арматурные и закладные изделия устанавливали в соответствии с планом раскладки и соединяли вязальной проволокой согласно требованиям¹⁴.

Для оценки прогрева плиты перекрытия до этапа бетонирования к арматурным изделиям крепили термоэлектрические преобразователи ТХА(К)-1199/51 2/500/3/3.5 (-40...+1000 °С) и КТНН 02.01-050-к1-И-Т740-3-100/11000 (-40...+800 °С) вязальной проволокой параллельно оси арматуры, часть датчиков устанавливали на необогреваемой поверхности плиты.

Бетонирование осуществляли 27.10.2019 готовой бетонной смесью тяжелого бетона (БСГТ) с заполнителем из щебня наибольшей крупностью 20 мм и маркой по удобоукладываемости ПЗ, группой по сохраняемости удобоукладываемости St-4 и удобоукладываемостью у места укладки 15 см (при подвижности по осадке стандартного конуса у места укладки 15 см). Бетонную смесь подавали в опалубку автобетононасосом с распределительной стрелой одним слоем без перерывов при окружающей температуре воздуха +15 °С и относительной влажности воздуха 68–72 %. Уплотнение бетонной смеси производили глубинным вибратором до появления на ее поверхности блеска и прекращения ее осадения, поверхность разравнивали деревянной гладилкой. Часть бетонной смеси была уложена в формы¹⁵ для изготовления контрольных образцов-кубов с длиной ребер 100 мм. По мере бетонирования в середине пролета, с одной стороны, образовалась незначительная просадка телескопических стоек в грунт. Обнаруженная просадка была откорректирована укреплением основания.

Первые 6 дней твердения бетон подвергали влажностному уходу, а затем укрывали полиэтиленовой пленкой. На протяжении последующих 28 суток температура окружающего воздуха не поднималась выше +15 °С и не опускалась ниже +5 °С, поэтому дополнительные меры по уходу за бетоном не применяли. Распалубку плиты перекрытия производили 13.11.2019 в возрасте 17 суток, при этом делали контрольную оценку прочности бетона с помощью неразрушающего контроля методом ударного импульса прибором ОНИКС-2.5 (6 захваток по 15 ударов на захватку), которая составила в среднем не менее 29 МПа¹⁶. После распалубки участки неуплотненного бетона обнажение арматуры и трещины визуальным осмотром выявлены не были.

Контроль толщины защитного слоя у нижней грани проводили магнитным методом¹⁷ с применением измерителя защитного слоя бетона ИПА-МГ4 (ООО «СКБ Стройприбор»). Измерения проводили в ячейках с шагом 750 мм и в соответствии с инструкцией по эксплуатации прибора. В результате проведенного контроля при известном диаметре продольной арматуры толщина защитного слоя бетона составила $20,83 \pm 0,25$ мм, что говорит об обеспечении проектного значения. Полученные результаты позволили установить, что частичная просадка опалубки, обнаруженная на этапе бетонирования, не привела к изменению толщины защитного слоя арматуры.

Точная геометрия (ординаты нижних и верхних точек) перекрытия после снятия опалубки была определена с применением лазерного нивелира и металлической линейки длиной 250 мм в ячейках с шагом 750 мм с точностью 1,0 мм (рис. 11). Результаты измерений показали, что нижняя плоскость перекрытия отклонялась от условного нуля в точке одной из опор в среднем на $19,9 \pm 2,5$ мм, в то время как верх перекрытия от указанной точки отклонялся в среднем на $9,9 \pm 1,7$ мм. Разность в высотных отметках по колоннам составила в среднем 3,0 мм, максимальное отклонение центра тяжести перекрытия – 58 мм (при неизменной толщине перекрытия, в месте просадки опалубки).

Для создания внутреннего объема (огневой камеры) по периметру фрагмента до низа перекрытия были возведены самонесущие стены из газосиликатных блоков толщиной 200 мм (рис. 12). В середине поперечных стен на высоте 1000 мм от уровня фундамента

¹⁴ Арматурные и закладные изделия, их сварные, вязанные и механические соединения для железобетонных конструкций. Общие технические условия: ГОСТ 10922-2012. – Взамен ГОСТ 10922-90; введ. 01.02.16. – Минск: СтройМедиаПроект, 2015. – 33 с.

¹⁵ Формы для изготовления контрольных образцов бетона. Технические условия: ГОСТ 22685-89. – Взамен ГОСТ 22685-77; введ. 01.01.90. – Минск: БелГИСС, 2018. – 15 с.

¹⁶ Испытание бетона. Неразрушающий контроль прочности: СТБ 2264-2012. – Взамен ГОСТ 22690-88; введ. 01.01.13. – Минск: Стройтехнорм, 2019. – 23 с.

¹⁷ Конструкции железобетонные. Магнитный метод определения толщины защитного слоя бетона и расположения арматуры: ГОСТ 22904-93. – Взамен ГОСТ 22904-78; введ. 01.01.95. – Минск: Минсктиппроект, 1994. – 13 с.

устраивали два оконных проема размером 800×1250 мм каждый; в продольных стенах напротив колонн на высоте 1750 мм от уровня фундамента – проемы размером 500×500 мм; в середине одной из продольных стен – дверной проем размером 1000×2000 мм [18]. По углам стен были предусмотрены пилоны для обеспечения их устойчивости при пожаре.



Рисунок 11. – Измерение ординаты нижних и верхних точек перекрытия после снятия опалубки



Рисунок 12. – Процесс возведения ограждающих конструкций фрагмента каркасного здания

Непосредственно перед проведением испытаний 04.01.2020 выполняли измерения влажности железобетонного перекрытия диэлькометрическим методом с применением влагомера Testo 606-1 в соответствии со стандартизованной методикой¹⁸. По результатам выполненных измерений влажность бетона составила $7,4 \pm 1,7 \%$.

Работы по подготовке фрагмента каркаса к испытаниям были завершены 03.01.2020.

Таким образом, на основании разработанных проектных данных и проведенных расчетов была сконструирована и возведена конструкция железобетонного монолитного перекрытия с теоретическим пределом огнестойкости **REI 150** в составе экспериментального фрагмента каркасного здания, включающего сборные центрифугированные колонны, для исследования огнестойкости в рамках натуральных огневых испытаний, приближенных к стандартному температурному режиму пожара.

Заключение

Монолитные каркасные железобетонные системы зданий в настоящее время одни из наиболее распространенных при строительстве многоэтажных зданий. Они имеют явные преимущества по сравнению с классическими сборными стеновыми строительными системами. Указанные монолитные железобетонные системы обладают высокой потенциальной огнестойкостью, при этом экспериментальные исследования ввиду сложности воссоздания реальных условий сопряжения и нагружения, практически не проводились. Таким образом, существующие теоретические положения по конструированию огнестойких железобетонных монолитных перекрытий требуют подтверждения. Для достижения этой

¹⁸ Материалы строительные. Диэлькометрический метод измерения влажности: ГОСТ 21718-84. – Взамен ГОСТ 21718-76, ГОСТ 23422-79; введ. 01.07.85. – М.: Издательство стандартов, 1984. – 8 с.

цели авторами настоящей работы был спроектирован и возведен фрагмент каркасного здания, включающий 2 сборные центрифугированные железобетонные колонны производства ОАО «Светлогорский завод железобетонных изделий и конструкций» и железобетонное монолитное однопролетное перекрытие с консольными свесами размерами 9,0×3,0 м (с расстоянием между опорами 6,0 м).

Для наиболее полного соответствия экспериментальной плиты перекрытия реальным примерам проектирования была разработана модель двухэтажного многопролетного каркасного здания размером 30,0×20,0 м с сеткой 6,0×6,0 м под расчетную нагрузку 10 кН/м², центральный фрагмент которого на уровне первого этажа и был выбран в качестве испытываемого фрагмента. При этом конструкция железобетонного монолитного перекрытия, характеристики материалов были приняты полностью идентичными исследуемому фрагменту модели-аналога 2-этажного многопролетного каркаса здания.

Армирование было предусмотрено из стержней класса S500 по прочности, при этом фоновое нижнее и верхнее армирование представляло собой сетку из стержней диаметром 10 мм, уложенных с шагом 200 мм, а также дополнительное усиление средней части пролета плиты (3,5×3,0 м) с шагом 200 мм (шаг стержней диаметром 10 мм таким образом был уменьшен до 100 мм), а также усиление опорной части размером 3,0×3,0 м (шаг стержней диаметром 10 мм уменьшен до 100 мм, а между ними дополнительно уложены стержни диаметром 16 мм). Бетон был предусмотрен класса по прочности на сжатие C²⁰/₂₅. Для рассматриваемого фрагмента перекрытия был произведен расчет огнестойкости, спроектированное железобетонное монолитное перекрытие с учетом потенциала перераспределения усилий при пожаре соответствует огнестойкости REI 150.

В период с 27.10.2019 по 04.01.2020 указанное перекрытие было возведено с соблюдением реальных технологий строительства монолитных железобетонных каркасов и подготовлено к испытаниям.

Авторы выражают огромную благодарность за помощь в организации и проведении моделирования, расчетов, конструирования и испытаний И.И. Полеводе, Д.С. Неханю, Д.И. Навою, О.А. Трусу, М.М. Журову, Н.М. Олесиюку, Л.А. Крееру, Д.С. Игнатовичу, А.С. Дробышу, А.Е. Лупандину, А.М. Борейко, А.Н. Челаку.

ЛИТЕРАТУРА

1. Буга, П.Г. Гражданские, промышленные и сельскохозяйственные здания: учебник / П.Г. Буга. – 2-е изд. – М.: Высшая школа, 1987. – 351 с.
2. Жовна, В.В. Огнестойкость железобетонных каркасов зданий с плоскими сборно-монолитными перекрытиями, образованными многопустотными плитами / В.В. Жовна [и др.] // Строительная наука и техника. – 2006. – № 4(7). – С. 42–51.
3. Allam, S.M. Behavior of one-way reinforced concrete slabs subjected to fire / S.M. Allam, H.M.F. Elbakry, A.G. Rabeai // Alexandria Engineering Journal. – 2013. – Vol. 52, Iss. 4. – P. 749–761. DOI: 10.1016/j.aej.2013.09.004.
4. Venanzi, I. Fire performance assessment of HPLWC hollow core slabs through full-scale furnace testing / I. Venanzi, M. Breccolotti, A. D'Alessandro, A.L. Materazzi // Fire Safety Journal. – 2014. – Vol. 69. – P. 12–22. DOI: 10.1016/j.firesaf.2014.07.004.
5. Гравит, М.В. Огнестойкость сборно-монолитных часторебристых плит по балкам со стальным профилем / М.В. Гравит [и др.] // Строительство уникальных зданий и сооружений. – 2016. – № 12(51). – С. 73–83. DOI: 10.18720/CUBS.51.6.
6. Полевода, И.И. Результаты испытания на огнестойкость железобетонных предварительно напряженных плит без сцепления арматуры с бетоном / И.И. Полевода, Н.В. Зайнудинова, Н.И. Чайчиц // Вестник Командно-инженерного института МЧС Республики Беларусь. – 2016. – № 1 (23). – С. 37–44.
7. Hertz, K.D. Fire resistance of extruded hollow-core slabs / K.D. Hertz, L.S. Sørensen, L. Giuliani // Journal of Structural Fire Engineering. – 2017. – Vol. 8, Iss. 3. – P. 324–336. DOI: 10.1108/JSFE-07-2016-0009.
8. Nedviga, E. Fire Resistance of Prefabricated Monolithic Reinforced Concrete Slabs of “Marko” Technology / E. Nedviga, N. Beresneva, M. Gravit, A. Blagodatskaya // International Scientific Conference Energy Management of Municipal Transportation Facilities and Transport EMMFT 2017. – Advances

- in Intelligent Systems and Computing, Vol. 692. – Springer, Cham. – 2018. – P. 739–749. DOI: 10.1007/978-3-319-70987-1_78.
9. Li, B. Fire behavior of the assembled monolithic hollow-ribbed slabs / B. Li, Y.Q. Lin, H.L. Zhang, M.J. Ma // *Advances in Civil Engineering*. – 2019. – Vol. 1. – P. 1–10. DOI: 10.1155/2019/8921502.
 10. Жовна, В.В. Экспериментальные испытания железобетонных сборно-монолитных плоских перекрытий, образованных многпустотными плитами для определения фактических пределов огнестойкости конструкций / В.В. Жовна [и др.] // *Строительная наука и техника*. – 2007. – № 4(13). – С. 43–50.
 11. Кудряшов, В.А. Оценка огнестойкости сборно-монолитного перекрытия со сборными многпустотными плитами / В.А. Кудряшов // *Строительная наука и техника*. – 2008. – № 4(19). – С. 37–42.
 12. Абрамян, С.Г. Сборные и сборно-монолитные каркасные системы высотных зданий с плоскими плитами перекрытия [Электронный ресурс] / С.Г. Абрамян, Д.В. Гнатюк // *Интернет-журнал «Науковедение»*. – 2017. – Т. 9, № 1. – Режим доступа: <http://naukovedenie.ru/PDF/83TVN117.pdf>. – Дата доступа: 06.10.2019.
 13. Antonov, A.A. Framing Systems in Residential Construction / A.A. Antonov, M. Molodtsov, V. Molodtsova // *Procedia Engineering*. – 2016. – №. 150. – P. 2138–2145. DOI: 10.1016/j.proeng.2016.07.254.
 14. Шубин, А.А. Формула индустриализации строительства: высокая скорость + низкая себестоимость = УДС / А.А. Шубин // *Технологии бетонов*. – 2013. – № 9(86). – С. 32–35.
 15. Городецкий, Д.А. Программный комплекс ЛИРА-САПР: учеб. пособие / Д.А. Городецкий [и др.]. – Киев – М.: Электронное издание, 2013. – 376 с.
 16. Давидюк, А.А. Подбор армирования в плитах перекрытия в программных комплексах ЛИРА-САПР, SCAD, ЛИРА 10 / А.А. Давидюк, Е.А. Артемьев, С.В. Шокот // *Промышленное и гражданское строительство*. – 2018. – № 10. С. 69–73.
 17. Полевода, И.И. Результаты натурных огневых испытаний центрифугированных железобетонных колонн кольцевого сечения / И.И. Полевода, Д.С. Нехань // *Вестник Университета гражданской защиты МЧС Беларуси*. – 2020. – Т. 4, № 2. – С. 142–159. DOI: 10.33408/2519-237X.2020.4-2.142.
 18. Нехань, Д.С. Исследования температуры газовой среды при проведении натурных огневых испытаний строительных конструкций / Д.С. Нехань [и др.] // *Вестник Университета гражданской защиты МЧС Беларуси*. – 2020. – Т. 4, № 2. – С. 130–141. DOI: 10.33408/2519-237X.2020.4-2.130.
 19. Кудряшов, В.А. Расчетная оценка огнестойкости железобетонных плоских сборно-монолитных перекрытий / В.А. Кудряшов. // *Вестник Командно-инженерного института МЧС Республики Беларусь*. – 2009. – № 1 (9). – С. 93–97.

**Конструирование железобетонного монолитного перекрытия в составе фрагмента
каркасного здания для исследований огнестойкости
в рамках натуральных огневых испытаний**

**Cast-in-place reinforced concrete plate construction as a part
of a frame experimental building for fire resistance research**

Кудряшов Вадим Александрович

кандидат технических наук, доцент
Государственное учреждение образования
«Университет гражданской защиты
Министерства по чрезвычайным ситуациям
Республики Беларусь», отдел научной
и инновационной деятельности,
начальник отдела

Адрес: ул. Машиностроителей, 25,
220118, г. Минск, Беларусь
e-mail: vadkud@gmail.com
ORCID: 0000-0003-4889-1060

Vadim A. Kudryashov

PhD in Technical Sciences, Associate Professor
State Educational Establishment «University
of Civil Protection of the Ministry for Emergency
Situations of the Republic of Belarus»,
Department of Scientific and Innovation Activity,
Head of the Department

Address: Mashinostroiteley str., 25,
220118, Minsk, Belarus
e-mail: vadkud@gmail.com
ORCID: 0000-0003-4889-1060

Жамойдик Сергей Михайлович

кандидат технических наук, доцент
Государственное учреждение образования
«Университет гражданской защиты
Министерства по чрезвычайным ситуациям
Республики Беларусь», кафедра пожарной
безопасности, доцент

Адрес: ул. Машиностроителей, 25,
220118, г. Минск, Беларусь
e-mail: zhamoidik.kii@gmail.com
ORCID: 0000-0003-0407-5176

Sergey M. Zhamoydik

PhD in Technical Sciences, Associate Professor
State Educational Establishment «University
of Civil Protection of the Ministry for Emergency
Situations of the Republic of Belarus»,
Chair of Fire Safety, Associate Professor

Address: Mashinostroiteley str., 25,
220118, Minsk, Belarus
e-mail: zhamoidik.kii@gmail.com
ORCID: 0000-0003-0407-5176

Кураченко Игорь Юрьевич

Учреждение «Научно-исследовательский
институт пожарной безопасности и проблем
чрезвычайных ситуаций» Министерства
по чрезвычайным ситуациям Республики
Беларусь, консультационный центр в области
обеспечения пожарной безопасности,
главный специалист

Адрес: ул. Солтыса, 183а,
220046, г. Минск, Беларусь
e-mail: i.kurachenko@yandex.by
ORCID: 0000-0002-2898-1811

Igor' Yu. Kurachenko

Research Institute of Fire Safety
and Emergencies of the Ministry for Emergency
Situations of the Republic of Belarus,
Fire Safety Advisory Center,
Chief Specialist

Address: Soltysa str., 183a,
220046, Minsk, Belarus
e-mail: i.kurachenko@yandex.by
ORCID: 0000-0002-2898-1811

Мордич Михаил Михайлович

кандидат технических наук
Филиал БНТУ «Научно-исследовательский
политехнический институт», научно-
исследовательская и испытательная
лаборатория бетонов и строительных
материалов, старший научный сотрудник

Адрес: ул. Франциска Скорины, 25, корп. 1,
220076, г. Минск, Беларусь
e-mail: Mikemor@tut.by
ORCID: 0000-0002-4214-9167

Mikhail M. Mordich

PhD in Technical Sciences
Branch of the BNTU «Research Division»,
Research and Testing Laboratory of Concrete
and Building Materials, Senior Researcher

Address: Frantsiska Skoriny str., 25, bldg. 1
220076, Minsk, Belarus
e-mail: Mikemor@tut.by
ORCID: 0000-0002-4214-9167

DOI: <https://doi.org/10.33408/2519-237X.2021.5-1.33>

CAST-IN-PLACE REINFORCED CONCRETE PLATE CONSTRUCTION AS A PART OF A FRAME EXPERIMENTAL BUILDING FOR FIRE RESISTANCE RESEARCH

Kudryashov V.A., Zhamoydik S.M., Kurachenko I.Yu., Mordich M.M.

Purpose. Based on the results of comparative numerical finite element modeling, to develop and construct a structure of a cast-in-place reinforced concrete slab with a theoretical fire resistance rate REI 150 as part of an experimental fragment of a frame building, including precast centrifuged columns, and to study fire resistance in the framework of full-scale fire tests, close to the standard temperature fire curve.

Methods. Analysis of the existing research results and methods. Numerical finite element modeling of reinforced concrete structures using LIRA-SAPR 2013 R5 software. Analogy method. Assessment of fire resistance by the limiting equilibrium method. Measuring the concrete cover thickness by magnetic method. Geometry measurements by laser leveling.

Findings. Cast-in-place frame reinforced concrete systems of buildings are currently the most common in the construction of multistory buildings; such systems have a high potential fire resistance, but due to the complexity of reconstruction of real conjugation and loading conditions experimental studies have not been carried out in practice. To solve this problem, the numerical finite element modeling of a plain reinforced concrete cast-in-place 200 mm thick slab as part of a 2-storey frame building with 6×6 m columns grid and 10 kN / m² load has been estimated. The required reinforcement of concrete cast-in-place slab has been calculated based on the stresses and design practice, as well as loadings combinations. A fragment of a reinforced concrete slab of 3×9 m size from the central part of the 1st floor of the frame was transferred by analogy into an experimental fragment, including two centrifuged reinforced concrete columns with 6.0 m span as supports and linked to them. The fire resistance rate of the slab, determined by the limit equilibrium method, taking into account the potential of redistribution of forces, was estimated higher than REI 150. On the basis of the design, a fragment of a frame building was constructed to study fire resistance within the framework of full-scale fire tests, close to the standard temperature fire curve.

Application field of research. The research results can be used for full-scale fire tests of the constructed fragment, design and construction of similar reinforced concrete cast-in-place, combined precast/cast-in-place flooring, in the development of methods for assessing the fire resistance of reinforced concrete structures.

Keywords: fire resistance, full-scale fire tests, cast-in-place reinforced concrete flooring, frame building, modeling, computational model, design, LIRA-SAPR, construction.

(The date of submitting: January 27, 2021)

REFERENCES

1. Buga P.G. *Grazhdanskie, promyshlennye i sel'skokhozyaystvennyye zdaniya* [Civil, industrial and agricultural buildings]: textbook. Moscow: Vysshaya shkola, 1987. 351 p. (rus)
2. Zhovna V.V., Shtykh A.A., Kudryashov V.A., Mordich A.I., Belevich V.N. Ognestoykost' zhelezobetonnnykh karkasov zdaniy s ploskimi sborno-monolitnymi perekrytiyami, obrazovannymi mnogopustotnymi plitami [Fire resistance of reinforced concrete frame structures with precast hollowcore slab floors]. *Construction science & engineering*, 2006. No. 4(7). Pp. 42–51. (rus)
3. Allam S.M., Elbakry H.M.F., Rabeai A.G. Behavior of one-way reinforced concrete slabs subjected to fire. *Alexandria Engineering Journal*, 2013. Vol. 52, No. 4. Pp. 749–761. (rus) DOI: 10.1016/j.aej.2013.09.004.
4. Venanzi I., Breccolotti M., D'Alessandro A., Materazzi A.L. Fire performance assessment of HPLWC hollow core slabs through full-scale furnace testing. *Fire Safety Journal*, 2014. Vol. 69. Pp. 12–22. DOI: 10.1016/j.firesaf.2014.07.004.
5. Gravit M.V., Nedviga E.S., Vinogradova N.A., Teplova Zh.S. Ognestoykost' sborno-monolitnykh chastorebristnykh plit po balkam so stal'nym profilem [Fireproof of prefabricated monolithic multiribbed plate with rolled steel beam]. *Construction of unique buildings and structures*, 2016. No. 12(51). Pp. 73–83. (rus). DOI: 10.18720/CUBS.51.6.
6. Polevoda I.I., Zaynudinova N.V., Chaychits N.I. Rezul'taty ispytaniya na ognestoykost' zhelezobetonnnykh predvaritel'no napryazhennykh plit bez stsepleniya armatury s betonom [The results of the fire test concrete slabs with unbonded reinforcement of the fire resistance]. *Vestnik Komandno-inzhenernogo instituta MChS Respubliki Belarus'*, – 2016. No. 1 (23). Pp. 37–44. (rus)
7. Hertz K.D., Sørensen L.S., Giuliani L. Fire resistance of extruded hollow-core slabs. *Journal of Structural Fire Engineering*, 2017. Vol. 8, No. 3. Pp. 324–336. DOI: 10.1108/JSFE-07-2016-0009.

8. Nedviga E., Beresneva N., Gravit M., Blagodatskaya A. Fire Resistance of Prefabricated Monolithic Reinforced Concrete Slabs of “Marko” Technology. *International Scientific Conference Energy Management of Municipal Transportation Facilities and Transport EMMFT 2017*. EMMFT 2017. Advances in Intelligent Systems and Computing, Vol. 692. Springer, Cham, 2018. Pp. 739–749. DOI: 10.1007/978-3-319-70987-1_78.
9. Li B., Lin Y.Q., Zhang H.L., Ma M.J. Fire behavior of the assembled monolithic hollow-ribbed slabs. *Advances in Civil Engineering*, 2019. Vol. 1. Pp. 1–10. DOI: 10.1155/2019/8921502.
10. Zhovna V.V., Shtykh A.A., Kudryashov V.A., Mordich A.I., Belevich V.N. Eksperimental'nye ispytaniya zhelezobetonnykh sborno-monolitnykh ploskikh perekrytiy, obrazovannykh mnogopustotnymi plitami dlya opredeleniya fakticheskikh predelov ognestoykosti konstruksiy [Experimental tests of reinforced concrete composite precast-cast-in-place floors formed with multiple hollow slabs for determining the actual fire resistance limits in structures]. *Construction science & engineering*, 2007. No. 4(13). Pp. 43–50.
11. Kudryashov V.A. Otsenka ognestoykosti sborno-monolitnogo perekrytiya so sbornymi mnogopustotnymi plitami [Fire resistance of semi-continuous hollow core slab elements in deck structures]. *Construction science & engineering*, 2008. No. 4(19). Pp. 37–42. (rus)
12. Abramyan C.G., Gnatyuk D.V. Sbornye i sborno-monolitnye karkasnye sistemy vysoknykh zdaniy s ploskimi plitami perekrytiy [Precast and cast-in-situ frame systems of high-rise buildings with flat slabs]. *Internet-zhurnal «Naukovedenie»*, 2017. Vol. 9, No. 1, available at: <http://naukovedenie.ru/PDF/83TVN117.pdf> (accessed: October 6, 2019). (rus)
13. Antonov A.A., Molodtsov M., Molodtsova V. Framing Systems in Residential Construction. *Procedia Engineering*, 2016. No. 150. Pp. 2138–2145. DOI: 10.1016/j.proeng.2016.07.254.
14. Shubin A.A. Formula industrializatsii stroitel'stva: vysokaya skorost' + nizkaya sebestoimost' = UDS [Formula of industrialized building is high speed + lowest cost = UHS (Universal Housebuilding System)]. *Concrete Technologies*, 2013. No. 9. Pp. 32–35. (rus)
15. Gorodetskiy D.A., Barabash M.S., Vodop'yanov R.Yu., Titok V.P., Artamonova A.E. *Programmnyy kompleks LIRA-SAPR* [LIRA-SAPR software package]: tutorial. Kiev, Moscow: Elektronnoe izdanie, 2013. 376 p. (rus)
16. Davidyuk A.A., Artem'ev E.A., Shokot S.V. Podbor armirovaniya v plitakh perekrytiya v programmnykh kompleksakh LIRA-SAPR, SCAD, LIRA 10 [Selection of reinforcement for floor slabs using software packages LIRA-SAPR, SCAD, LIRA-10]. *Industrial and Civil Engineering*, 2018. No. 10. Pp. 69–73. (rus)
17. Polevoda I.I., Nekhan' D.S. Rezul'taty naturnykh ognevykh ispytaniy tsentrigirovannykh zhelezobetonnykh kolonn kol'tsevogo secheniya [Results of full-scale fire test of spun reinforced concrete columns of annular section]. *Journal of Civil Protection*, 2020. Vol. 4, No. 2. Pp. 142–159. (rus). DOI: 10.33408/2519-237X.2020.4-2.142.
18. Nekhan' D.S., Kurachenko I.Yu., Olesiyuk N.M., Kreer L.A. Issledovaniya temperatury gazovoy sredy pri provedenii naturnykh ognevykh ispytaniy stroitel'nykh konstruksiy [Temperature studies of the gaseous medium during full-scale fire tests of building constructions]. *Journal of Civil Protection*, 2020. Vol. 4, No. 2. Pp. 130–141. (rus). DOI: 10.33408/2519-237X.2020.4-2.130.
19. Kudryashov V.A. Raschetnaya otsenka ognestoykosti zhelezobetonnykh ploskikh sborno-monolitnykh perekrytiy [Estimation of fire resistance of reinforced concrete flat precast-monolithic floors]. *Vestnik Komandno-inzhener'nogo instituta MChS Respubliki Belarus'*, 2009. No. 1 (9). Pp. 93–97. (rus)