

DOI: <https://doi.org/10.33408/2519-237X.2022.6-1.17>

УДК 614.841.332:624.012.45

## МОДЕЛИРОВАНИЕ ПРОГРЕВА ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО МОНОЛИТНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ ПРИ ОГНЕВЫХ ИСПЫТАНИЯХ В СОСТАВЕ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОГО ФРАГМЕНТА КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ

Кудряшов В.А., Кураченко И.Ю.

*Цель.* На основе результатов ранее проведенных натуральных огневых испытаний экспериментального фрагмента каркасного здания, включающего железобетонное монолитное перекрытие и сборные центрифугированные колонны, разработать расчетную модель и оценить прогрев железобетонного перекрытия.

*Методы.* Численное конечно-элементное моделирование железобетонного монолитного перекрытия с использованием системы конечно-элементного анализа Ansys Workbench. Метод аналогии. Графоаналитический метод. Оценка распределения температурных полей по сечению исследуемой конструкции. Сопоставление полученных результатов прогрева с имеющимися экспериментальными данными.

*Результаты.* Представлен анализ повреждений железобетонного монолитного перекрытия, полученных в ходе натуральных огневых испытаний. Установлено, что со стороны обогреваемой поверхности наибольшие повреждения получили преимущественно поверхностные слои сжатого бетона в местах действия максимальных напряжений сжатия, в растянутой зоне повреждения были незначительными. Разработана расчетная модель прогрева железобетонного перекрытия, позволившая установить, что хрупкое разрушение бетона существенно повлияло на прогрев арматуры. Средняя температура нагрева рабочей продольной арматуры диаметром 10 мм с защитным слоем 20 мм при температурном режиме, зафиксированном в центральной части фрагмента перекрытия, составила 402 °С, на локальном участке с защитным слоем 13,5 мм – 486 °С. Расчетная температура верхнего продольного армирования, расположенного в приопорных участках, не превысила 20 °С, необогреваемой поверхности – не превысила 15 °С. Получены средние температуры в расчетных сечениях перекрытия, а также эпюры температур по высоте сечения перекрытия. Экспериментальная средняя температура перекрытия составила 144 °С, что на 23 % ниже расчетного значения (187 °С при толщине плиты 200 мм), т.к. в расчете не учитывалось снижение температуры на обогреваемой поверхности перекрытия к концу эксперимента. Расчетная средняя температура прогрева поперечного сечения перекрытия толщиной 193,5 мм составила 184 °С, толщиной 166,5 мм – 231 °С.

*Область применения исследований.* Результаты исследований могут быть использованы для оценки огнестойкости железобетонных конструкций. Полученные результаты планируется применить для решения статической задачи огнестойкости испытанного железобетонного монолитного перекрытия.

*Ключевые слова:* огнестойкость, железобетонное монолитное перекрытие, моделирование, прогрев, расчетная модель, Ansys Workbench, температурное поле, тепло-технический расчет, хрупкое разрушение бетона, локальные повреждения защитного слоя бетона.

(Поступила в редакцию 7 января 2021 г.)

### Введение

Пожары являются одной из многочисленных мировых проблем, приносящих значительные людские и экономические потери. Ежегодно в мире случается более 8 млн пожаров, на которых гибнет ориентировочно 85–90 тыс. человек. Более точно установить количество пожаров, происходящих за год в странах мира в целом, а также количество пострадавших от них людей проблематично. Это обусловлено особенностями имеющихся подходов по учету пожаров в разных странах, к тому же в некоторых странах такая статистика не ведется. По данным отчета за 2018 г., подготовленного в 2020 г. Центром пожарной стати-

стики Международной ассоциации пожарно-спасательных служб (International Association Fire and Rescue Services, СТIF) [1], с 1993 по 2018 г. в 46 обследованных странах ежегодно регистрировалось 2,5–4,5 млн пожаров, на которых погибали 17–62 тыс. человек. Всего за 25 лет в этих странах жертвами 92 млн пожаров стали более 1 млн человек. Результаты анализа представленных данных показывают, что удельный вес пожаров, произошедших в зданиях, значительно превышает удельный вес пожаров, произошедших на транспорте, в лесах и иных местах, что указывает на необходимость повышенного внимания к вопросам обеспечения их пожарной безопасности.

При этом следует отметить, что сопутствующие последствия пожаров в зданиях – изменение характеристик материалов строительных конструкций, их прогибы, перемещения, потеря прочности, устойчивости и (или) обрушение. Из массива известных типов железобетонных конструкций наиболее уязвимыми к воздействию пожара, в том числе к обрушению, являются изгибаемые элементы. В изгибаемых железобетонных конструкциях рабочая арматура защищена лишь защитным слоем бетона, толщина которого при высокотемпературном воздействии может уменьшаться, что в итоге может стать причиной преждевременной потери ими несущей способности [2–4]. Совершенствование подходов к обеспечению несущей способности строительных конструкций при высокотемпературном воздействии может позволить минимизировать людские потери и снизить материальный ущерб от пожаров.

С учетом широкого применения в строительстве сборно-монолитных и монолитных конструкций изучение их огнестойкости является актуальной задачей. В сборно-монолитных зданиях часть несущих элементов в зависимости от принятой конструктивной схемы возводят монолитными, другая же часть применяется из сборных элементов. В современной литературе вопросы поведения железобетонных монолитных перекрытий при высокотемпературном воздействии представлены очень ограниченно. Для более широкого изучения представленных вопросов ранее были проведены натурные огневые испытания железобетонного монолитного перекрытия в составе экспериментального фрагмента каркасного здания, результаты которых представлены в работе [5]. Данная статья является продолжением указанных исследований и посвящена решению теплотехнической задачи по оценке огнестойкости испытанного железобетонного монолитного перекрытия.

### **Основная часть**

**Исходные данные для моделирования.** *Описание испытанного железобетонного монолитного перекрытия в составе экспериментального фрагмента каркасного здания* (рис. 1). Спроектированный и возведенный испытательный фрагмент представлял собой преобразованное из многопролетной 2-этажной схемы одноэтажное каркасное здание (одноэтажную однопролетную раму) с железобетонным монолитным перекрытием размерами в плане  $3,0 \times 9,0$  м, толщиной 200 мм, с пролетом между стойками рамы 6,0 м и консольными свесами с каждой стороны 1,5 м [6]. В качестве стоек применяли две сборные центрифугированные колонны. Высота фрагмента в свету составляла 2,75 м.

Бетон при конструировании перекрытия принимали класса прочности  $C^{20}/_{25}$ . При бетонировании железобетонной монолитной плиты применяли бетон с наибольшей крупностью заполнителя (щебня) 20 мм, маркой бетонной смеси по удобоукладываемости – ПЗ. Прочность бетона плиты перекрытия при распалубке в возрасте 17 суток с применением метода неразрушающего контроля составила в среднем не менее 29 МПа. Влажность поверхностных слоев железобетонного перекрытия, измеренная диэлькометрическим методом непосредственно перед проведением огневых испытаний, составила  $7,4 \pm 1,7$  % [5]. Весовая влажность бетона образцов, полученных дроблением подготовленных на этапе бетонирования образцов-кубов, составила  $3,7 \pm 0,5$  % [7].

В качестве рабочей арматуры применяли армирование с классом прочности S500: 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).

Толщину защитного слоя бетона для нижнего ряда арматуры применяли равной 20 мм, верхнего – 15 мм. Результаты контроля толщины защитного слоя у нижней грани магнитным методом свидетельствовали об обеспечении проектного значения (не менее  $20,83 \pm 0,25$  мм). Температура окружающей среды перед проведением испытаний составляла 2 °С, влажность воздуха – 87 %, скорость ветра могла достигать 7 м/с, направление ветра было изменчивым, осадки отсутствовали.

Для создания внутреннего объема (огневой камеры) по периметру фрагмента до низа перекрытия возводили самонесущие стены из газосиликатных блоков толщиной 200 мм. Для поддержания температурного режима при проведении огневых испытаний и удаления продуктов горения устраивали дверной и оконные проемы. Пожарная нагрузка создавалась применением 2,1 т отработанного масла и 1,8 м<sup>3</sup> древесины влажностью 10,2 %, благодаря чему был получен температурный режим, в целом соответствующий стандартному температурному режиму пожара. Для оценки температурно-временных зависимостей в объеме огневой камеры устанавливали термоэлектрические преобразователи (далее – ТП) в 27 точках (по 9 на отметках 550, 1375 и 2200 мм от уровня фундамента). Для изменения температуры прогрева монолитной железобетонной плиты перед бетонированием устанавливали по 3 ТП у нижней и верхней граней, а также 10 ТП на рабочей арматуре (нижней и верхней) как в середине пролета, так и в приопорных зонах со стороны пролета и консольных свесов. В качестве точки отсчета огневого воздействия принимали переход пожара в объемную стадию, которая характеризовалась температурой вспышки паров отработанного масла, равной 140 °С [5].



Рисунок 1. – Общий вид испытательного фрагмента каркасного здания

Подробное описание этапов конструирования и возведения экспериментального фрагмента, в том числе описание армирования и расстановки ТП, представлено в работе [6], описание и анализ созданного при огневых испытаниях температурного режима – в работе [8], непосредственно результаты испытаний – в работе [5].

Согласно данным видеосъемки нагрев поперечного сечения плиты, начиная с 6-й мин объемного пожара, сопровождался разлетом кусков (лещадок) бетона различных размеров от обогреваемой поверхности перекрытия, протекающим с характерными звуковыми эффектами (хлопками и треском), что привело к уменьшению рабочего сечения конструкции и разрушению защитного слоя бетона. Процесс хрупкого взрывообразного

разрушения защитного слоя бетона прекратился лишь к 22–25-й мин объемного пожара. В конечном итоге нестационарный прогрев перекрытия во время огневых испытаний привел к его существенным деформациям. На 69-й мин от начала объемного пожара с внезапным разрушением центрифугированных железобетонных колонн произошло разрушение фрагмента, что привело к падению железобетонного монолитного перекрытия. В ходе исследования остывшего монолитного перекрытия были зафиксированы значительные повреждения защитного слоя бетона (до 32–37 мм при толщине защитного слоя 20 мм). Картина распределения повреждений железобетонного монолитного перекрытия снизу представлена на рисунке 2 (числами показана толщина поврежденного защитного слоя бетона в миллиметрах в пределах обозначенных участков) [7]. При этом часть повреждений защитного слоя железобетонное монолитное перекрытие могло приобрести в результате падения ввиду внезапного разрушения центрифугированных колонн. В запас огнестойкости принято, что все повреждения, отраженные на рисунке 2, были получены в результате температурно-силовых воздействий. На рисунке 2 также указаны места установки ТП, а их обозначения приняты согласно [5].

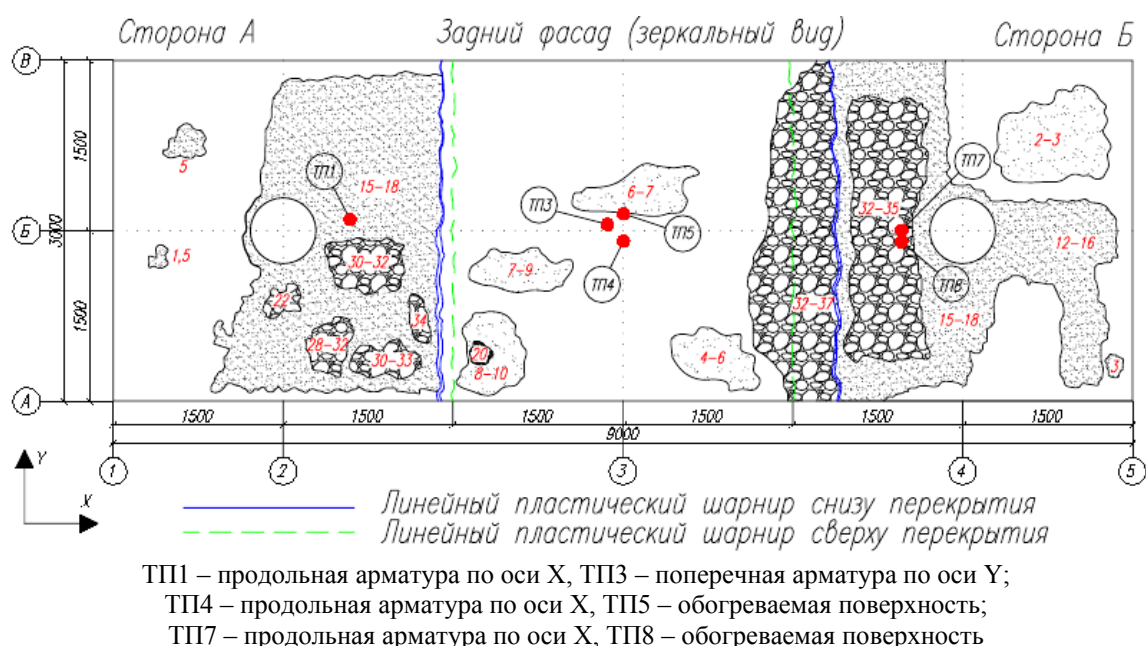


Рисунок 2. – Распределение повреждений железобетонного монолитного перекрытия снизу

Из рисунка 2 видно, что со стороны обогреваемой поверхности повреждения защитного слоя бетона носят неоднородный характер по площади и глубине испытанного железобетонного монолитного перекрытия, а часть перекрытия повреждений не получила. При этом наибольшие повреждения получили преимущественно поверхностные слои сжатого бетона в местах действия максимальных напряжений, в растянутой зоне уменьшение защитного слоя оказалось незначительным. Предел огнестойкости экспериментального фрагмента, включающего железобетонное монолитное перекрытие, опертые на две железобетонные центрифугированные колонны, с распределенной нагрузкой  $675 \text{ кг/м}^2$  и сосредоточенной нагрузкой над колоннами  $2880 \text{ кг}$  с учетом пересчета эквивалентной продолжительности стандартного пожара составил REI 69 (либо REI 60 для стандартного ряда).

*Теплофизические свойства материалов железобетонных конструкций.* Для корректного решения теплотехнической части расчета огнестойкости необходимо достоверно знать изменение при нагреве теплофизических свойств материалов, основными из которых являются: плотность, удельная теплоемкость, теплопроводность.

Начальную плотность бетона при моделировании принимали равной  $2350 \text{ кг/м}^3$ . Начальную температуру бетона и арматуры перекрытия принимали соответствующими температуре окружающей среды перед проведением испытаний, равной  $2 \text{ }^\circ\text{C}$ .

Характер изменения начальной плотности тяжелого бетона зависит от размеров и вида заполнителя (силикатный или карбонатный), водоцементного отношения, способа твердения, влажности и др. При нагреве бетон увеличивается в объеме вследствие температурного расширения, а вследствие температурной усадки выпаривается влага. В связи с этим плотность бетона при огневом воздействии уменьшается. Изменение начальной плотности бетона  $\rho(\theta)$ , кг/м<sup>3</sup>, обусловленное потерей влаги, определяется следующим образом<sup>1</sup>:

$$\begin{aligned} \rho(\theta) &= \rho(2) && \text{при } 2 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 115 \text{ }^\circ\text{C}; \\ \rho(\theta) &= \rho(2) \cdot (1 - 0,02 (\theta - 115) / 85) && \text{при } 115 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 200 \text{ }^\circ\text{C}; \\ \rho(\theta) &= \rho(2) \cdot (0,98 - 0,03 (\theta - 200) / 200) && \text{при } 200 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 400 \text{ }^\circ\text{C}; \\ \rho(\theta) &= \rho(2) \cdot (0,95 - 0,07 (\theta - 400) / 800) && \text{при } 400 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}, \end{aligned} \quad (1)$$

где  $\theta$  – температура бетона,  $^\circ\text{C}$ .

Плотность стали может приниматься вне зависимости от ее температуры<sup>2</sup>, и при расчетах допускается применять значение 7850 кг/м<sup>3</sup>.

Препятствия прогреву бетонного тела может оказывать находящаяся в конструкции при высокой относительной влажности воздуха влага. При пожаре вода из пор и капилляров конструкции испаряется и тем самым поглощает некоторое количество приходящей от прогрева теплоты [9]. Таким образом, теплоемкость бетона зависит от начальной весовой влажности, а также от вида бетона. Зависимость коэффициента удельной теплоемкости тяжелого бетона  $c_b(\theta)$ , Дж/(кг·К), весовой влажностью  $W_c = 3 \%$  на карбонатном (в том числе силикатном) заполнителе от температуры определяется следующим образом<sup>3</sup>:

$$\begin{aligned} c_b(\theta) &= 900 && \text{при } 2 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100 \text{ }^\circ\text{C}; \\ c_b(\theta) &= 2020 && \text{при } 100 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 115 \text{ }^\circ\text{C}; \\ c_b(\theta) &= 900 + (\theta - 100) && \text{при } 115 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 200 \text{ }^\circ\text{C}; \\ c_b(\theta) &= 1000 + (\theta - 200) / 2 && \text{при } 200 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 400 \text{ }^\circ\text{C}; \\ c_b(\theta) &= 1100 && \text{при } 400 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}. \end{aligned} \quad (2)$$

В железобетонных конструкциях в общем случае при пожаре рассматривается четыре зоны сечения, которые характеризуются различным характером процессов тепло- и влагопереноса. Непосредственно обогреваемая поверхность характеризуется сухой зоной, в которой влага испарилась и удалась в последующие зоны железобетонного сечения. Далее наблюдается зона испарения влаги, в которой температура в капиллярно-пористой структуре бетона достигла температуры испарения влаги. Это явление приводит к возникновению избыточного давления пара в данной зоне, а это, в свою очередь, к развитию процессов влагопереноса в сторону необогреваемой поверхности железобетонной конструкции. За зоной испарения влаги расположена зона повышенного влагосодержания. В данной зоне, ввиду испарения влаги из зоны испарения, влагосодержание бетона начинает превышать начальное. Непосредственно у необогреваемой поверхности находится зона начального влагосодержания, в которой процессы влагопереноса еще не наблюдаются. При этом длительность прогрева железобетонной конструкции влияет на продвижение влаги вглубь сечения ближе к необогреваемой поверхности [2; 10]. Появление влаги на необогреваемой поверхности эпизодически наблюдалось при проведении стандартных огневых испытаний железобетонных конструкций на испытательном полигоне НИИ ПБиЧС МЧС Беларуси.

Выпаривание влаги из пор учитывается в диапазоне температур от 100 до 200  $^\circ\text{C}$ . Начиная с предполагаемой температуры кипения влаги (100  $^\circ\text{C}$ ), зависимость теплоемкости

<sup>1</sup> Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-2. Общие правила определения огнестойкости: ТКП EN 1992-1-2-2009 (02250). – Введ. 01.01.10. – Минск: Минстройархитектуры, 2010. – 86 с.

<sup>2</sup> Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-2. Общие правила определения огнестойкости: ТКП EN 1993-1-2-2009 (02250). – Введ. 01.01.10. – Минск: Минстройархитектуры, 2010. – 77 с.

<sup>3</sup> См. сноску 1.

от температуры существенно возрастает и имеет постоянное значение вплоть до 115 °С (с учетом возможного изменения температуры кипения в связи с увеличением давления пара в замкнутых порах бетона). В диапазоне от 115 до 200 °С теплоемкость постепенно снижается. Следует отметить, что известные экспериментальные и теоретические исследования не содержат подходов по учету явления влагопереноса при определении теплоемкости бетона.

Зависимость коэффициента удельной теплоемкости стали  $c_s(\theta)$ , Дж/(кг·К), определяется следующим образом<sup>4</sup>:

$$\begin{aligned} c_s(\theta) &= 425 + 7,73 \cdot 10^{-1} \cdot \theta - 1,69 \cdot 10^{-3} \cdot \theta^2 + 2,22 \cdot 10^{-6} \cdot \theta^3 && \text{при } 2 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 600 \text{ }^\circ\text{C}; \\ c_s(\theta) &= 666 + 13002 \cdot (738 - \theta) && \text{при } 600 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 735 \text{ }^\circ\text{C}; \\ c_s(\theta) &= 545 + 17820 \cdot (\theta - 731) && \text{при } 735 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 900 \text{ }^\circ\text{C}; \\ c_s(\theta) &= 650 && \text{при } 900 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}. \end{aligned} \quad (3)$$

В соответствии с нормами проектирования коэффициент теплопроводности бетона не зависит от вида заполнителя бетона и принимается в интервале между нижним и верхним предельными значениями<sup>5</sup>. Нижний предел теплопроводности, полученный по результатам измерений температуры при испытаниях на огнестойкость различных типов железобетонных конструкций, позволяет получить более реалистичное распределение температур в бетонном сечении. При этом верхний предел получен при испытаниях на огнестойкость сталежелезобетонных конструкций. В Республике Беларусь в расчетах значение коэффициента теплопроводности бетона  $\lambda_b(\theta)$ , Вт/(м·К), принимается по нижнему предельному значению и определяется следующим образом<sup>6</sup>:

$$\lambda_b(\theta) = 1,36 - 0,136 \cdot (\theta/100) + 0,0057 \cdot (\theta/100)^2 \quad \text{при } 2 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}. \quad (4)$$

Коэффициент теплопроводности стали  $\lambda_s(\theta)$ , Вт/(м·К), определяется следующим образом<sup>7</sup>:

$$\begin{aligned} \lambda_s(\theta) &= 54 - 3,33 \cdot 10^{-2} \cdot \theta && \text{при } 2 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 800 \text{ }^\circ\text{C}; \\ \lambda_s(\theta) &= 27,3 && \text{при } 800 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}. \end{aligned} \quad (5)$$

**Моделирование прогрева железобетонного монолитного перекрытия толщиной 200 мм.** В настоящих исследованиях для моделирования прогрева монолитного железобетонного перекрытия применяли программную систему конечно-элементного анализа Ansys Workbench (модуль Transient Thermal). Теплофизические характеристики материалов задавали согласно функциям (1)–(5). Максимальный шаг расчета при моделировании принимали 15 с, что соответствует частоте фиксации экспериментальных данных [5; 8].

Для анализа температурно-временные зависимости были условно разделены для трех частей фрагмента: стороны А, Б и центральная часть (рис. 1). Соответственно, были подготовлены 3 расчетные модели для каждой из частей. При анализе пренебрегали флуктуацией температуры со стороны огневого воздействия, поэтому размеры модели соответствовали шагу раскладки арматуры и фактической толщине испытанного перекрытия:

для центральной части – фрагмент перекрытия размерами  $X = 50$  мм,  $Y = 200$  мм,  $Z = 30$  мм. Нижнее и верхнее армирование представлено четырьмя стержнями диаметром 10 мм (по 2 стержня продольной и поперечной арматуры);

для сторон А и Б – фрагмент перекрытия размерами  $X = 150$  мм,  $Y = 200$  мм,  $Z = 150$  мм. Нижнее армирование представлено двумя стержнями диаметром 10 мм (по 1 стержню продольной и поперечной арматуры). Верхнее армирование представлено арма-

<sup>4</sup> См. сноску 2.

<sup>5</sup> См. сноску 1.

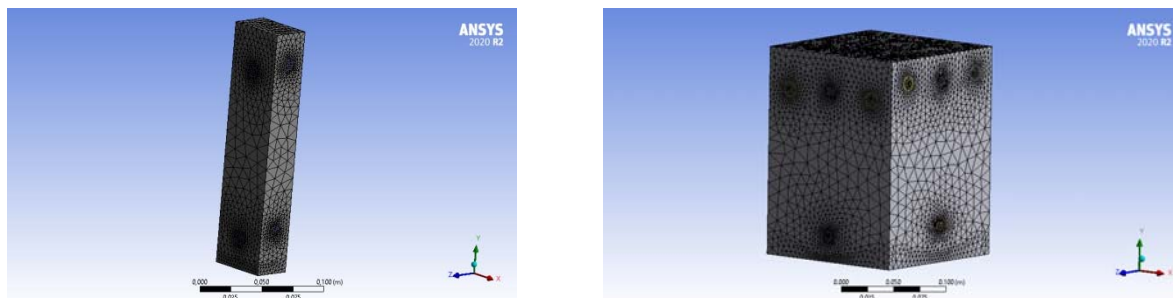
<sup>6</sup> См. сноску 1.

<sup>7</sup> См. сноску 2.



турной сеткой из 2 стержней диаметром 16 мм и 1 стержня диаметром 10 мм, расстояние между центральными осями – 50 мм.

Толщина защитного слоя нижнего продольного армирования соответствовала проекту и принималась равной 20 мм. Гнутые зигзагообразные закладные детали, установленные в железобетонном монолитном перекрытии для обеспечения проектного положения верхней сетки арматурного каркаса, П-образные хомуты, обеспечивающие восприятие крутящих моментов у края перекрытия, арматурные выпуски из центрифугированных колонн, а также арматурные изделия, установленные в опорных участках перекрытия исходя из расчета на продавливание, при моделировании не учитывались. Расчетные геометрические модели железобетонного монолитного перекрытия с разбиением на конечные элементы (далее – КЭ) представлены на рисунке 3.



а – фрагмент перекрытия для центральной части

б – фрагмент перекрытия для сторон А и Б

**Рисунок 3. – Расчетные геометрические модели железобетонного монолитного перекрытия с разбиением на КЭ**

При моделировании принимали температурно-временные кривые, полученные для огневого воздействия на отметке 2200 мм, которые наиболее точно характеризуют температуру греющей среды в процессе огневых испытаний [8]. На первом этапе протекающие при проведении натурных огневых испытаний процессы хрупкого разрушения при моделировании не учитывались.

Зависимость температуры в любой точке железобетонного монолитного перекрытия от времени задавали дифференциальным уравнением теплопроводности Фурье для трехмерного температурного поля при нелинейных граничных условиях и сложном процессе тепло- и массопереноса:

$$c(\theta)\rho(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial \tau} = \frac{\partial}{\partial x} \left( \lambda(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \lambda(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \lambda(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} \right), \quad (6)$$

где  $c(\theta)$  – коэффициент удельной теплоемкости (тяжелого бетона, арматуры) в зависимости от температуры, Дж/(кг·К);  $\rho(\theta)$  – плотность (тяжелого бетона, арматуры), кг/м<sup>3</sup>;  $\theta$  – температура (тяжелого бетона, арматуры), К;  $\tau$  – время, с;  $\lambda(\theta)$  – коэффициент теплопроводности (тяжелого бетона, арматуры) в зависимости от температуры, Вт/(м·К).

Ввиду использования классического дифференциального уравнения теплопроводности процессы миграции влаги в порах и капиллярах не учитывались. Нагрев железобетонного монолитного перекрытия задавался граничными условиями третьего рода. Для обогреваемой поверхности перекрытия принимали теплообмен конвекцией и излучением:

$$-\lambda_b(\theta_1) \frac{\partial \theta_1}{\partial y} = \alpha_1 \cdot [\theta_2 - \theta_1] + \varepsilon_{\text{пр1}} \cdot \Phi \cdot c \cdot \frac{\theta_2^4 - \theta_1^4}{100^4}, \quad (7)$$

где  $\lambda_b(\theta_1)$  – коэффициент теплопроводности бетона в зависимости от температуры, Вт/(м·К);  $\theta_1$  – температура элементарного участка бетона на обогреваемой поверхности, К;  $\theta_2$  – температура греющей среды, К;  $\alpha_1$  – коэффициент теплоотдачи конвекцией, Вт/(м<sup>2</sup>·К);  $\varepsilon_{\text{пр1}}$  – приведенная степень черноты системы греющая среда – обогреваемая поверхность

перекрытия;  $\Phi$  – угловой коэффициент облученности;  $c$  – коэффициент излучения абсолютно черного тела, равный  $5,67 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К}^4)$ .

Коэффициент теплоотдачи конвекцией<sup>8,9</sup> принимали равным  $25 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$  [11]. Степень черноты обогреваемой поверхности бетона<sup>10</sup> принимали равной  $0,7$ , степень черноты пламени (греющей среды)<sup>11</sup> принимали равной  $1,0$  [12].

Контактные взаимодействия арматуры с бетоном определялись граничными условиями четвертого рода:

$$\begin{cases} \theta_3 = \theta_4; \\ \lambda_b \frac{\partial \theta_3}{\partial x} = \lambda_s \frac{\partial \theta_4}{\partial x}, \end{cases} \quad (8)$$

где  $\theta_3$  – температура элементарного участка бетона на поверхности контакта, К;  $\theta_4$  – температура элементарного участка арматуры на поверхности контакта, К;  $\lambda_s(\theta)$  – коэффициент теплопроводности арматуры в зависимости от температуры,  $\text{Вт}/(\text{м} \cdot \text{К})$ .

Для осей Y и Z контактные взаимодействия арматуры с бетоном принимались аналогичным образом, как для оси X (уравнение (8)).

Для необогреваемой поверхности перекрытия принимали теплообмен конвекцией и излучением:

$$-\lambda_b(\theta_5) \frac{\partial \theta_5}{\partial y} = \alpha_2 \cdot [\theta_5 - \theta_6] + \varepsilon_{\text{пр}2} \cdot \Phi \cdot c \cdot \frac{\theta_5^4 - \theta_6^4}{100^4}, \quad (9)$$

где  $\theta_5$  – температура элементарного участка бетона на необогреваемой поверхности, К;  $\theta_6$  – температура окружающей среды, К;  $\alpha_2$  – коэффициент теплоотдачи конвекцией в окружающую среду,  $\text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$ ;  $\varepsilon_{\text{пр}2}$  – приведенная степень черноты системы плита перекрытия – окружающая среда.

Поскольку площадь необогреваемой поверхности перекрытия во много раз меньше площади охватываемой поверхности (окружающей среды), в качестве приведенной степени черноты системы плита перекрытия – окружающая среда принимали степень черноты бетона, равную  $0,7$ . Коэффициент теплоотдачи конвекцией в окружающую среду<sup>12</sup> принимали равным  $4 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$  [11].

При определении наиболее оптимальных размеров КЭ выполняли расчеты с различными размерами ячейки. При этом со стороны огневого воздействия сетку локально измельчали (*Refinement*). Анализ показал, что для построенных моделей, исходя из затраченного на расчет времени и полученных результатов, наиболее оптимальным является значение фактора плотности сетки (*Mesh*), равное  $0$  (*Default*), а фактора измельчения (*Refinement*), равное  $1$  (таким образом, плотность сетки со стороны огневого воздействия удваивалась).

Дальнейшее измельчение сетки не вносило ощутимых погрешностей в полученные результаты. Количество узлов и элементов для построенных моделей составило:

- количество узлов –  $22\,357$  (рис. 3а),  $142\,951$  (рис. 3б);
- количество элементов –  $83\,412$  (рис. 3а),  $555\,321$  (рис. 3б).

Результаты моделирования прогрева испытанного железобетонного монолитного перекрытия в сопоставлении с экспериментальными данными приведены на рисунках 4–9.

<sup>8</sup> См. сноску 1.

<sup>9</sup> Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Воздействия для определения огнестойкости: СН 2.01.03-2019. – Введ. 01.01.10 (с отменой ТКП ЕН 1991-1-2-2009 (02250)). – Минск: Минстройархитектуры, 2020. – 43 с.

<sup>10</sup> См. сноску 1.

<sup>11</sup> См. сноску 9.

<sup>12</sup> См. сноску 9.



На указанных рисунках и в последующем в настоящей статье приняты следующие сокращения: экспер. – экспериментальная; расч. – расчетная; з.с. – защитный слой бетона.

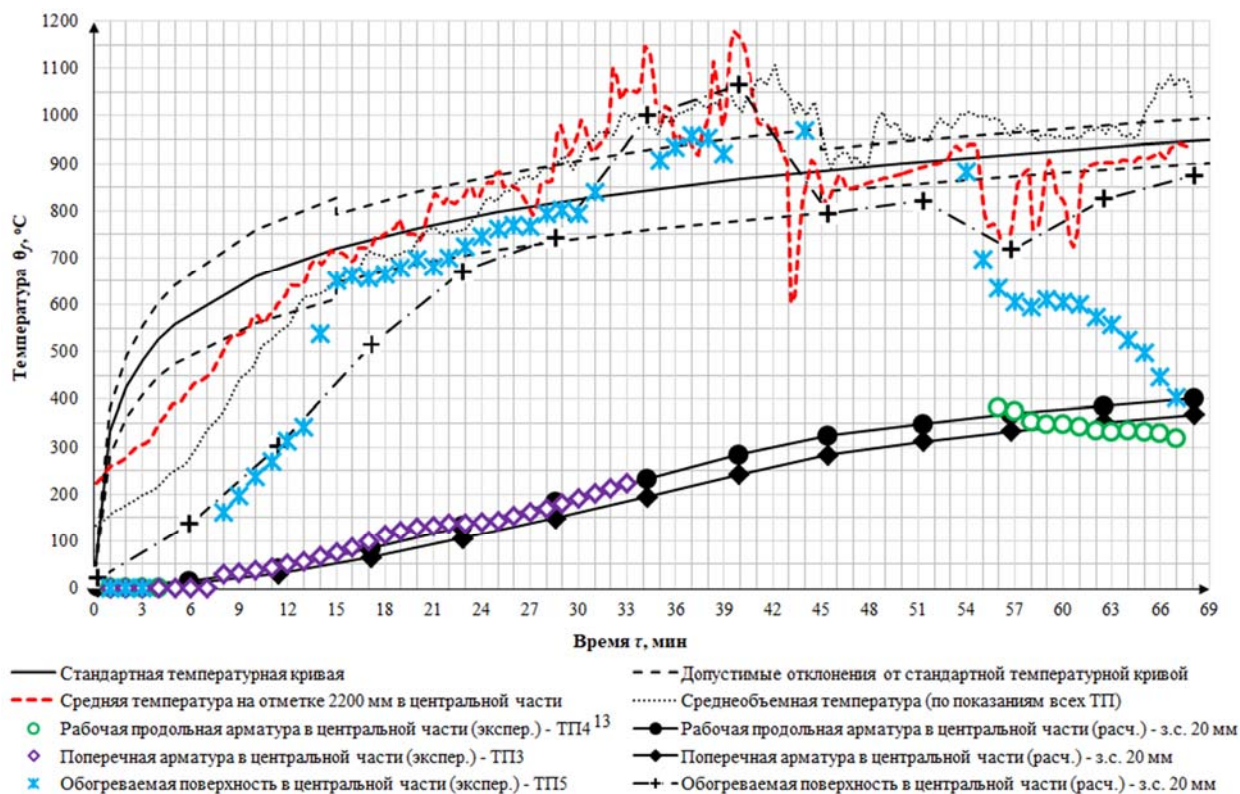


Рисунок 4. – Температура прогрева железобетонного монолитного перекрытия снизу (центральная часть)

Для рабочей продольной арматуры, а также поперечной арматуры в центральной части была получена удовлетворительная сходимость (рис. 4). Отклонение расчетных данных от экспериментальных для продольной арматуры на 67-й мин испытания составило 80 °С (+20,0 %), для поперечной арматуры на 33-й мин испытания – 41 °С (-18,1 %). Средняя температура рабочей продольной арматуры по результатам моделирования составила 402 °С, поперечной арматуры – 368 °С. Расчетная кривая изменения температуры обогреваемой поверхности для центральной части перекрытия хорошо совпадает с экспериментальными данными до 44-й мин пожара (для 44-й мин отклонение составляет 105 °С (-10,8 %)). При этом с 45-й мин и до конца испытания отмечается ее снижение, что могло быть вызвано введением в это время однократного пенного тушения с целью снижения среднеобъемной температуры в огневой камере ближе к верхнему допусжаемому пределу для стандартной температурной кривой [5].

Расчетная температура нагрева нижней продольной арматуры для приопорных участков (стороны А и Б) отличается от результатов, полученных при огневых испытаниях. При этом для стороны А (рис. 5) вплоть до 16-й мин (для стороны Б (рис. 6), судя по характеру изменения кривой, ориентировочно до 5–6-й мин) экспериментальная температура нагрева продольной арматуры хорошо согласуется с расчетной, а затем отмечается ее резкое увеличение (экспериментальной кривой). Это явление можно объяснить значительными повреждениями защитного слоя бетона в приопорных участках, вызванными протекавшими при огневых испытаниях процессами интенсивного хрупкого взрывообразного разрушения бетона железобетонного монолитного перекрытия (рис. 2). Экспериментальные данные по прогреву обогреваемой поверхности в стороне Б удовлетворительно согласуются

<sup>13</sup> Часть данных, представленных в работе [5], была исключена как грубые погрешности в соответствии с ГОСТ 8.207-76.

ся со средней кривой изменения температуры на отметке 2200 мм до 44-й мин испытания, при этом к 32-й мин экспериментальная кривая близка к соответствующей расчетной кривой. Затем, начиная с 44-й мин, экспериментальная кривая изменения температуры обогреваемой поверхности постепенно снижается, а отклонения от расчетной до завершения огневого испытания находятся в пределах от -14,5 до -28,9 %, что в среднем составляет -23,8 %. Постепенное снижение температуры обогреваемой поверхности, так же как и в центральной части, могло быть вызвано введением однократного пенного тушения [5].

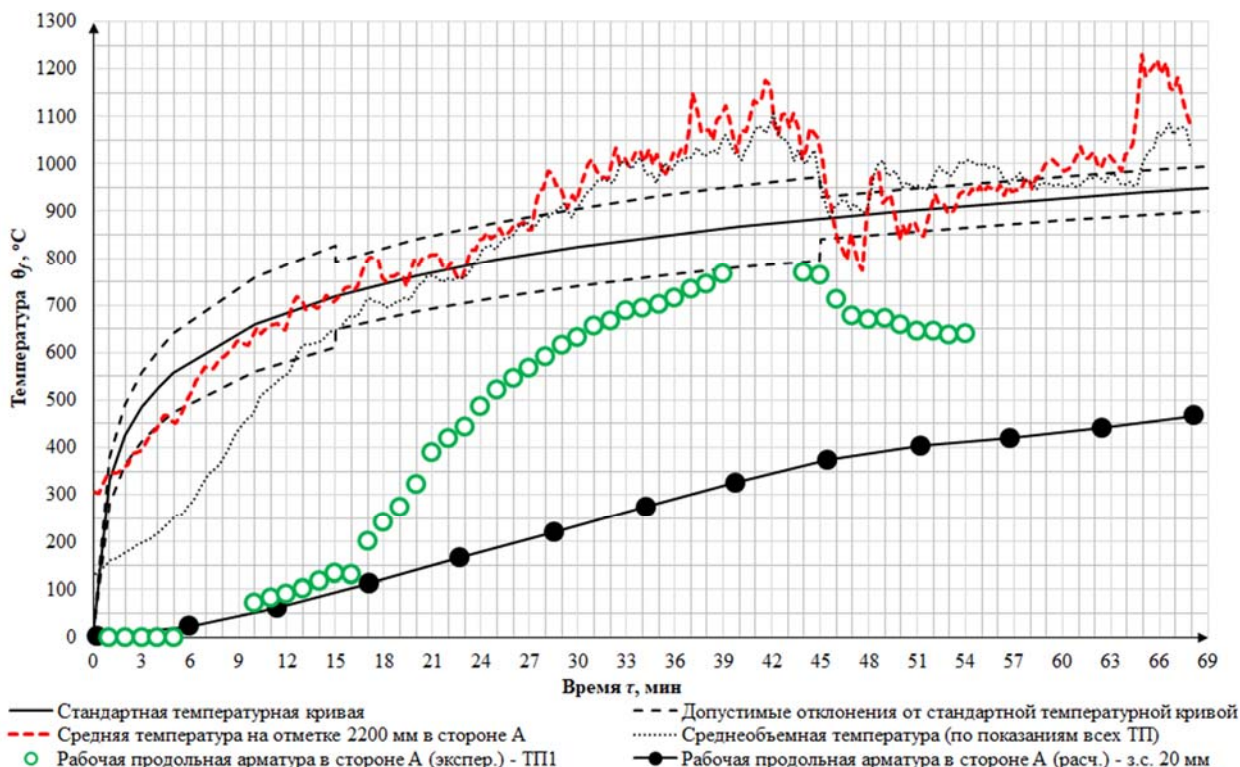


Рисунок 5. – Температура прогрева железобетонного монолитного перекрытия снизу (сторона А)

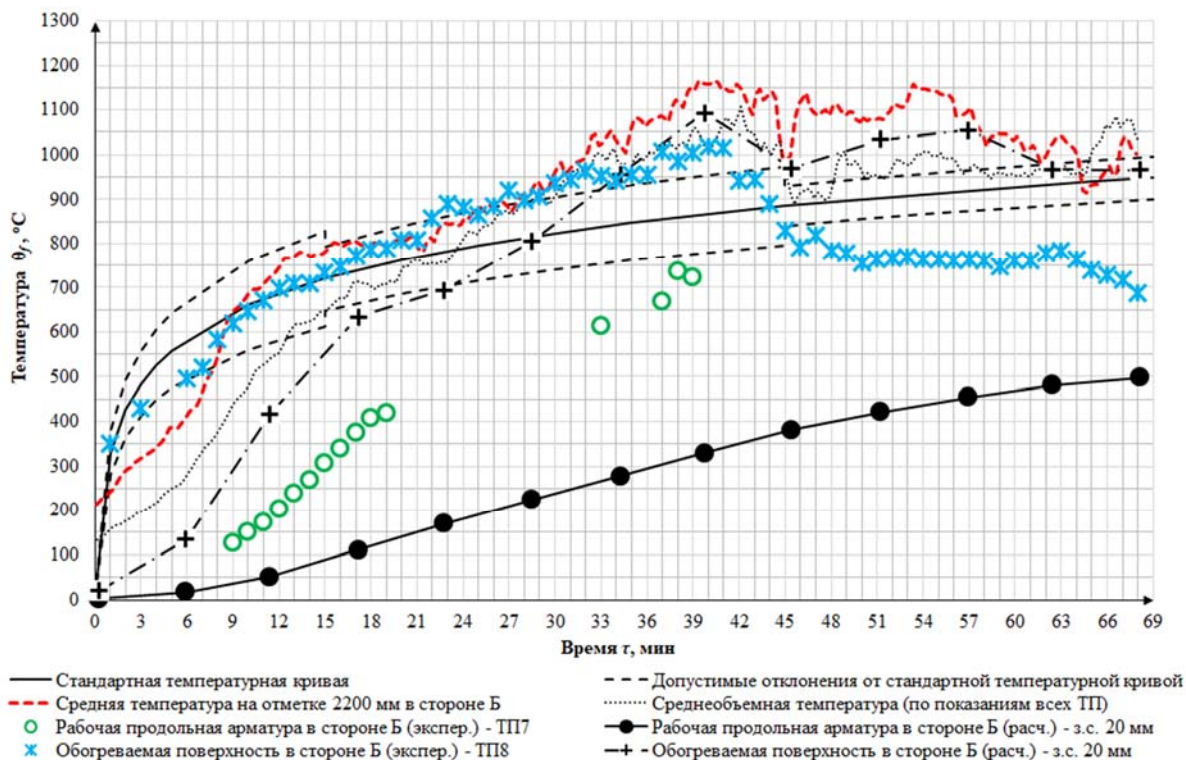


Рисунок 6. – Температура прогрева железобетонного монолитного перекрытия снизу (сторона Б)



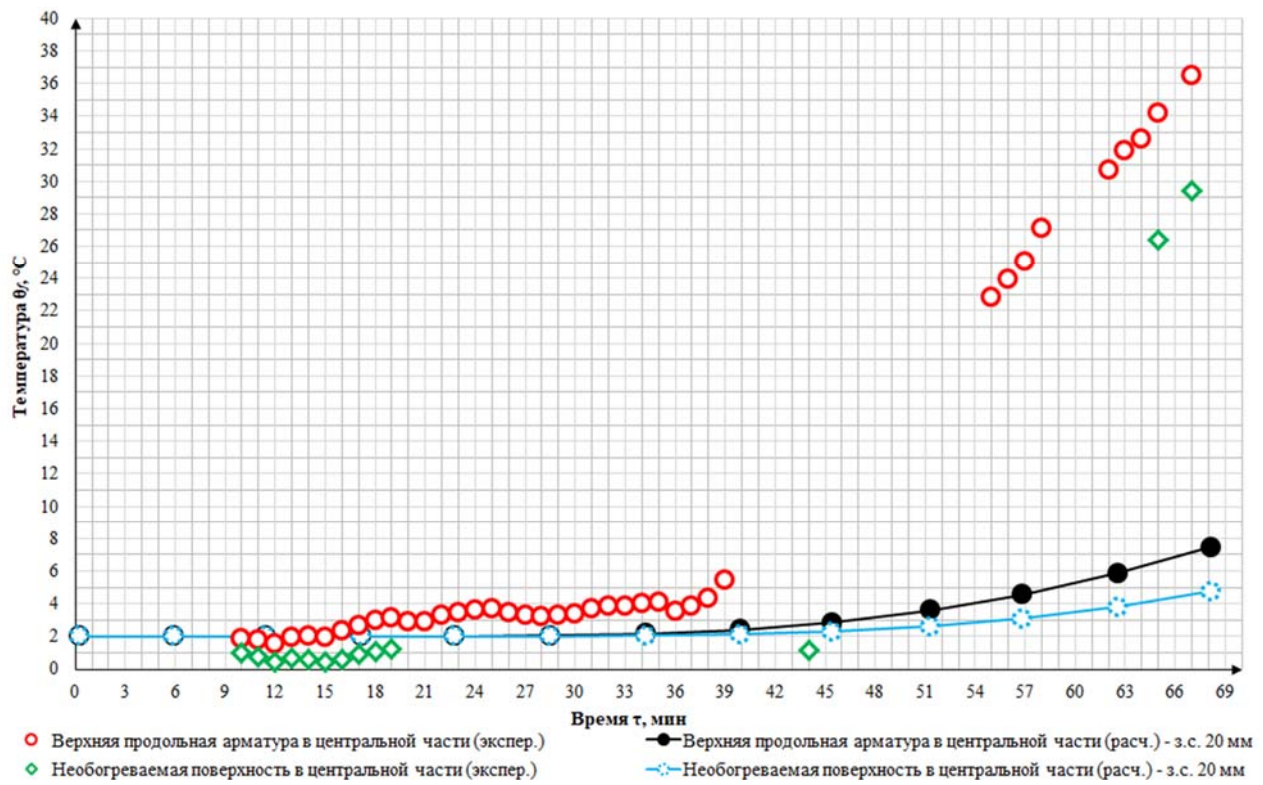


Рисунок 7. – Температура прогрева железобетонного монолитного перекрытия сверху (центральная часть)

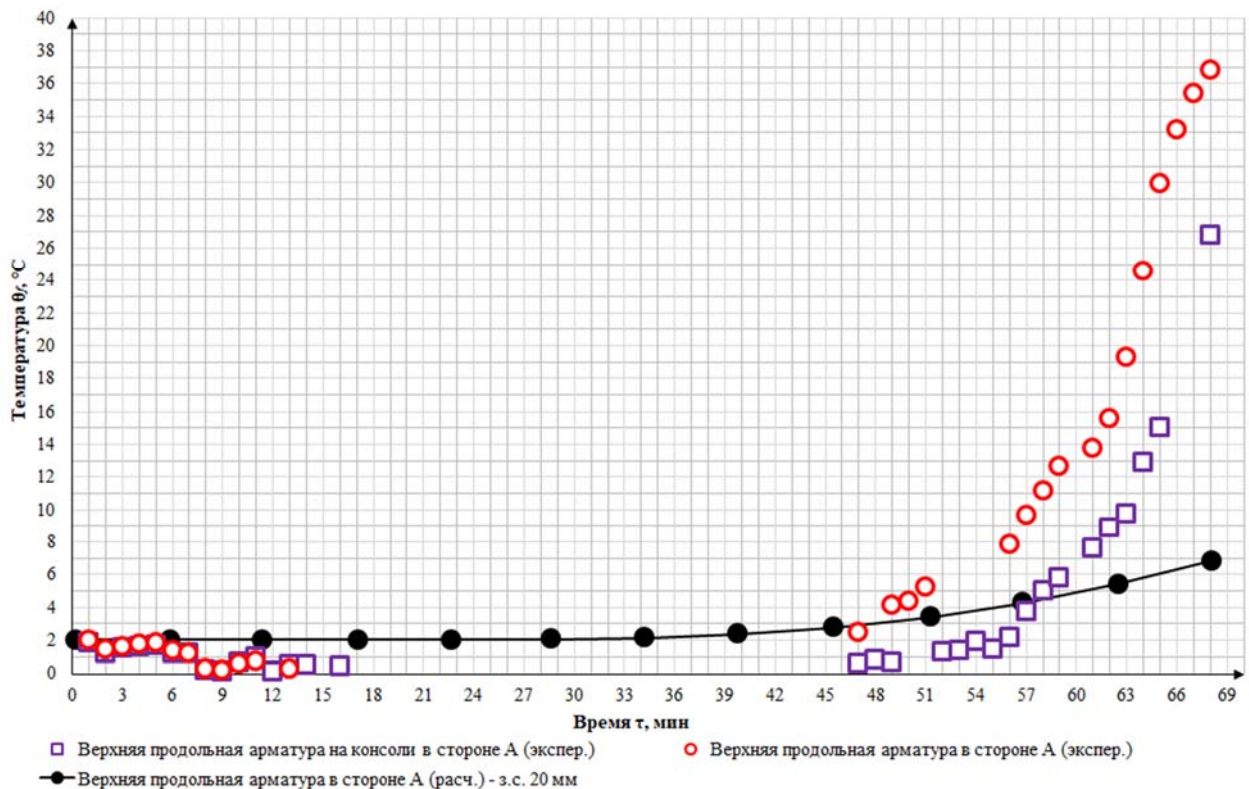


Рисунок 8. – Температура прогрева железобетонного монолитного перекрытия сверху (сторона А)

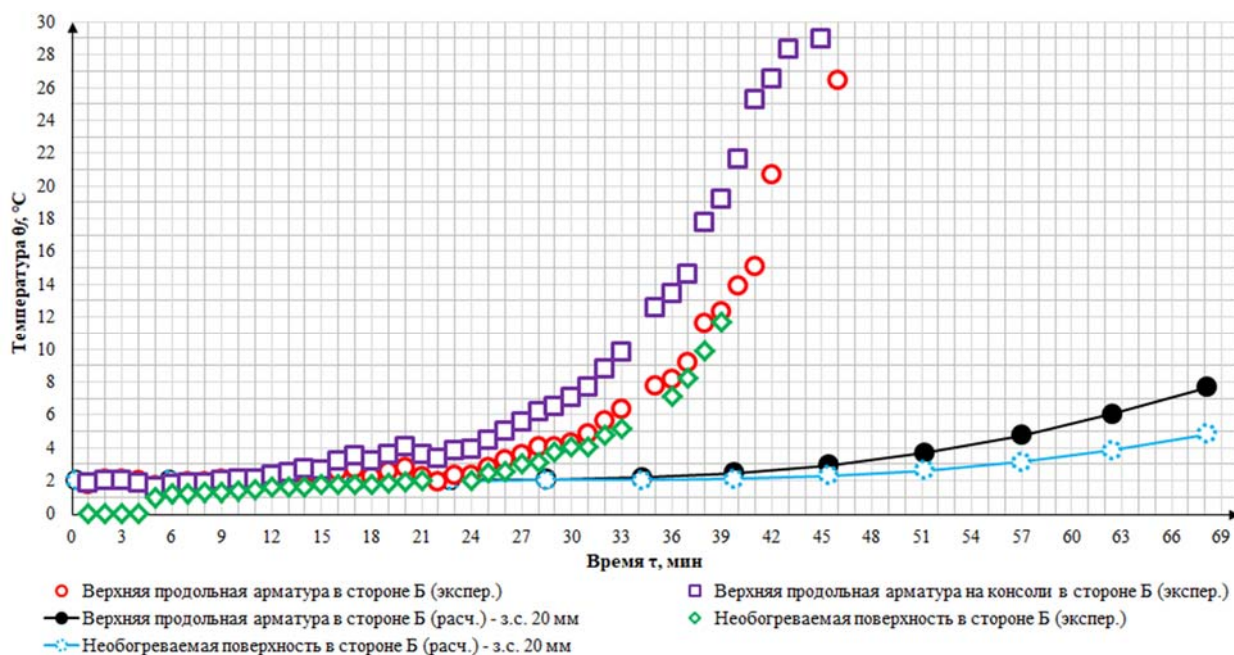


Рисунок 9. – Температура прогрева железобетонного монолитного перекрытия сверху (сторона Б)

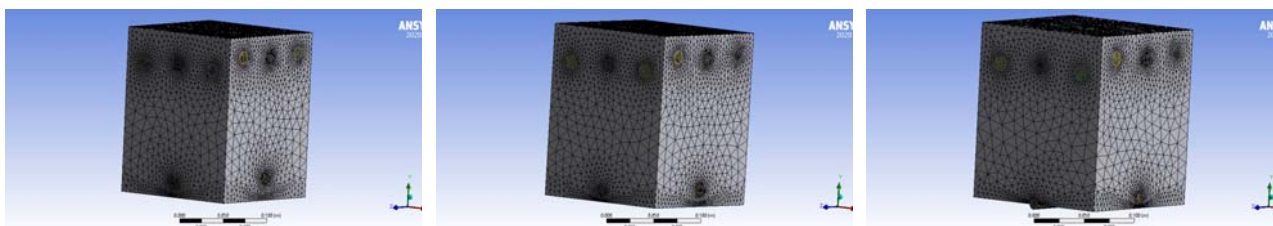
Для верхней части перекрытия характер изменения температуры верхнего продольного армирования и неотапливаемой поверхности, в том числе в центральной части перекрытия, в которой в местах установки ТП не было зафиксировано хрупкого разрушения бетона, также не в полной мере совпадает с экспериментальными данными (рис. 7–9). Полученные результаты позволяют предположить, что в испытанном железобетонном монолитном перекрытии при высокотемпературном воздействии происходила миграция имеющейся в порах влаги на неотапливаемую поверхность (влагоперенос), явление которой было описано выше.

**Моделирование прогрева железобетонного монолитного перекрытия с учетом хрупкого разрушения.** Для учета влияния на прогрев перекрытия явлений хрупкого взрывообразного разрушения исходные модели (рис. 3б) для сторон А и Б были модифицированы с уменьшением защитного слоя арматуры снизу. Таким образом, для каждой из указанных сторон дополнительно были построены по три расчетные модели с толщиной защитного слоя: 10 мм, 2,5 мм, а также отсутствием защитного слоя бетона на половину диаметра нижнего продольного армирования. Начальные и граничные условия корректировали в соответствии с постановкой задачи. При этом теплообмен конвекцией и излучением для обогреваемой поверхности арматуры в расчетной модели согласно рисунку 10в задавали только для участков оголенного стержня полуцилиндрической формы. Количество узлов и элементов для этих моделей сведено в таблицу 1.

Таблица 1. – Параметры расчетных моделей

Расчетная модель (для сторон А и Б)	Количество узлов	Количество элементов
Защитный слой 10 мм (рис. 10а)	143 860	564 307
Защитный слой 2,5 мм (рис. 10б)	152 523	613 757
Без з.с. (рис. 10в)	147 639	588 443

Дополнительные расчетные геометрические модели железобетонного монолитного перекрытия с переменным защитным слоем и разбиением на КЭ представлены на рисунке 10.



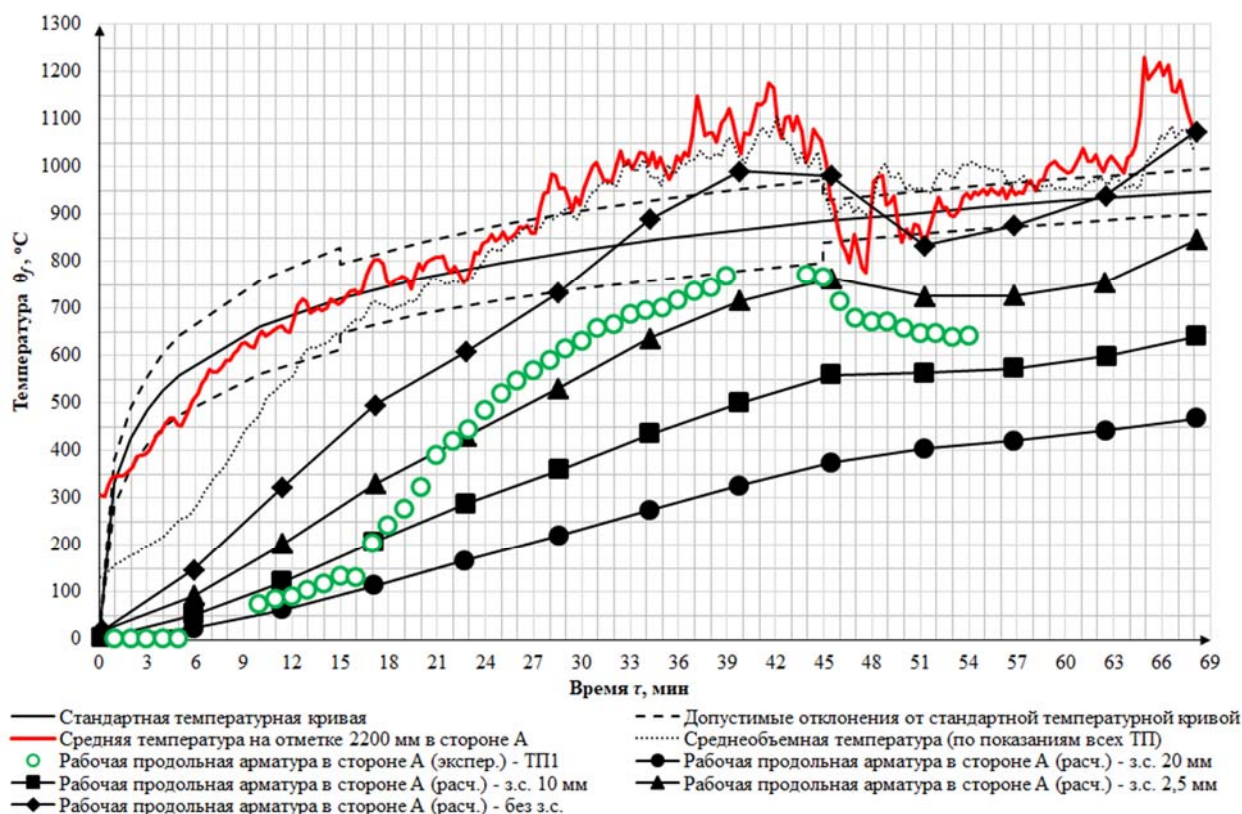
*a* – с защитным слоем 10 мм

*b* – с защитным слоем 2,5 мм

*v* – без защитного слоя

**Рисунок 10.** – Расчетные геометрические модели железобетонного монолитного перекрытия с переменным защитным слоем и разбиением на КЭ

Результаты моделирования прогрева дополнительных расчетных моделей приведены на рисунках 11–14.



**Рисунок 11.** – Температура прогрева железобетонного монолитного перекрытия снизу с дополнительными расчетными моделями (сторона А)

Результаты моделирования прогрева железобетонного монолитного перекрытия (рис. 11) позволили установить, что в стороне А (в месте, где был установлен ТП1, рис. 2) с 5–6-й мин натуральных огневых испытаний началось незначительное хрупкое взрывообразное разрушение бетона на глубину примерно 4–5 мм. Далее нижняя продольная арматура с 6-й по 16-ю мин нагревалась по линейной зависимости без дальнейших повреждений защитного слоя бетона. Затем с 16-й мин началось интенсивное взрывообразное разрушение бетона, которое в течение последующих 2 мин огневого испытания привело к разрушению защитного слоя на глубину ориентировочно 8–10 мм, а в течение последующих 7 мин (до 25-й мин) на глубину примерно 18–19 мм. Полученные данные об изменении толщины защитного слоя бетона хорошо согласуются с картиной распределения повреждений, представленных на рисунке 2. Дальнейший нагрев сопровождался без проявления хрупкого разрушения вплоть до окончания огневых испытаний. Начиная с 45-й мин испытаний, отмечается снижение интенсивности прогрева нижней арматуры, что могло быть вызвано введением в это время однократного пенного тушения [5].



Пенное тушение вызвало движение охлажденных конвективных парогазовых потоков с 45-й по 50-ю мин от центральной части огневой камеры к стороне А. Следует отметить, что для расчетных моделей с 20 мм и 10 мм защитного слоя бетона пенное тушение не внесло существенных изменений в прогрев нижней продольной арматуры, а для расчетной модели с толщиной защитного слоя бетона, равной 2,5 мм, – с 45-й по 51-ю мин прогрев снизился до 6 °С/мин). В дальнейшем температура нагрева арматуры при защитном слое 2,5 мм увеличивалась примерно с той же скоростью, что и в расчетных моделях с защитным слоем 20 и 10 мм (рис. 11). Температура нагрева продольной арматуры по данным ТП1 с 45-й по 47-ю мин снизилась на 87 °С (для расчетной модели с защитным слоем 2,5 мм – на 10 °С). Затем с 47-й по 51-ю мин испытаний снижение экспериментальной кривой температуры нижней арматуры носило примерно тот же характер, что и для расчетной модели с защитным слоем 2,5 мм. При этом в последующие 3 мин испытаний скорость изменения прогрева была минимальной и составляла в среднем 3 °С/мин (рис. 11). Это дает основания предполагать о возможной стабилизации температуры нагрева нижней продольной арматуры в стороне А с 51-й по 54-ю мин. Анализ результатов проведенных огневых испытаний, а также испытаний других авторов [13–16] в части прогрева сечений железобетонных конструкций в совокупности с характером изменения среднеобъемной температуры газовой среды в стороне А, в том числе расчетной температуры обогреваемой поверхности, позволяет предположить вероятность дальнейшего изменения нагрева нижней арматуры по закономерности, близкой к кривой, описывающей температуру армирования, как в модели с защитным слоем 2,5 мм (рис. 11). С учетом полученных при высокотемпературном воздействии повреждений (рис. 2) расчетная температура нижней продольной арматуры на последней минуте испытания составит ориентировочно 818 °С.

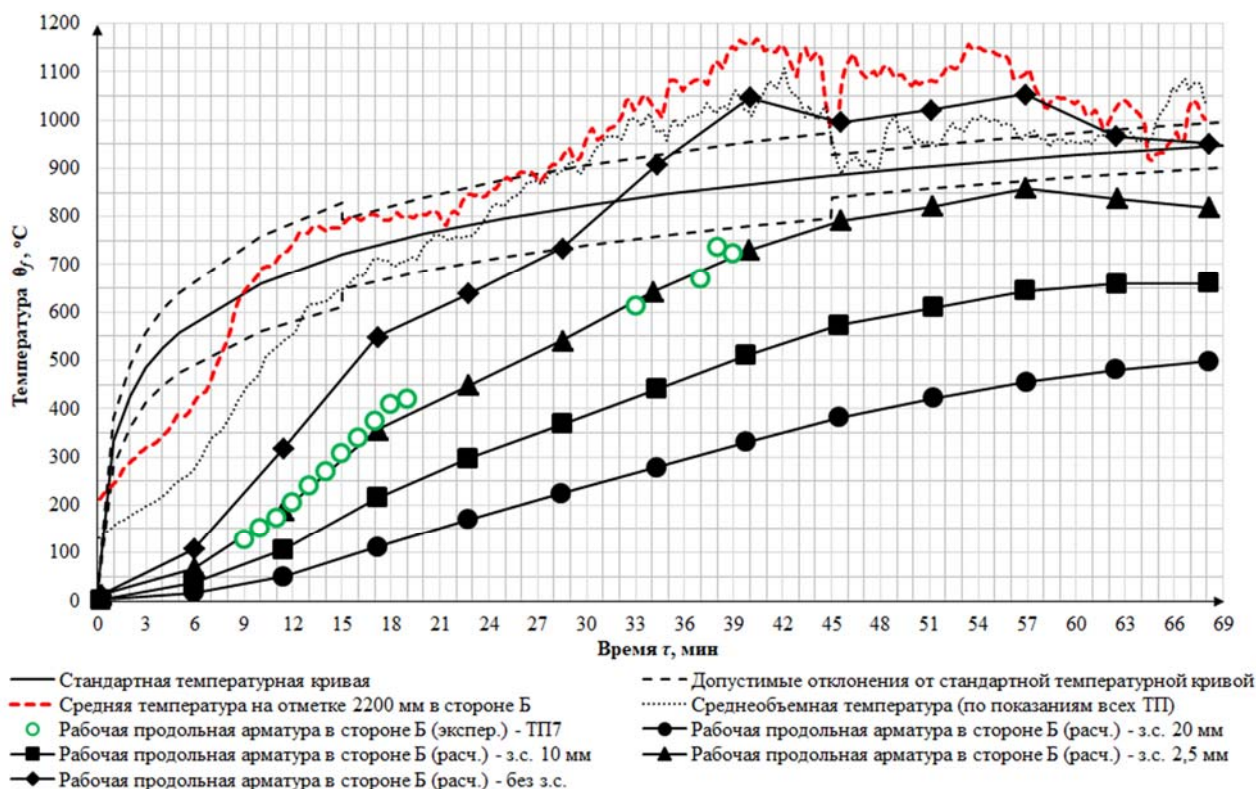


Рисунок 12. – Температура прогрева железобетонного монолитного перекрытия снизу с дополнительными расчетными моделями (сторона Б)

Результаты дополнительного моделирования прогрева фрагмента железобетонного перекрытия с толщиной защитного слоя бетона 2,5 мм для режима пожара, зафиксированного в стороне Б, в сопоставлении с экспериментальными данными нагрева нижнего продольного армирования (по ТП7, рис. 2) свидетельствуют в целом об удовлетворительной



сходимости вплоть до 39-й мин испытания (рис. 12). При этом в силу электромагнитных помех с последующим выходом из работы ТП7 достоверно определить температуру нагрева нижнего армирования в стороне Б в момент обрушения перекрытия не удалось. Таким образом, с учетом анализа температурного режима, зафиксированного в стороне Б, а также полученных повреждений в месте установки ТП7 (см. рис. 2) можно предположить, что экспериментальная температура нагрева нижней продольной арматуры находится в пределах соответствующих температур, полученных для расчетных моделей с толщиной защитного слоя бетона 2,5 мм и без защитного слоя (818 и 951 °С соответственно).

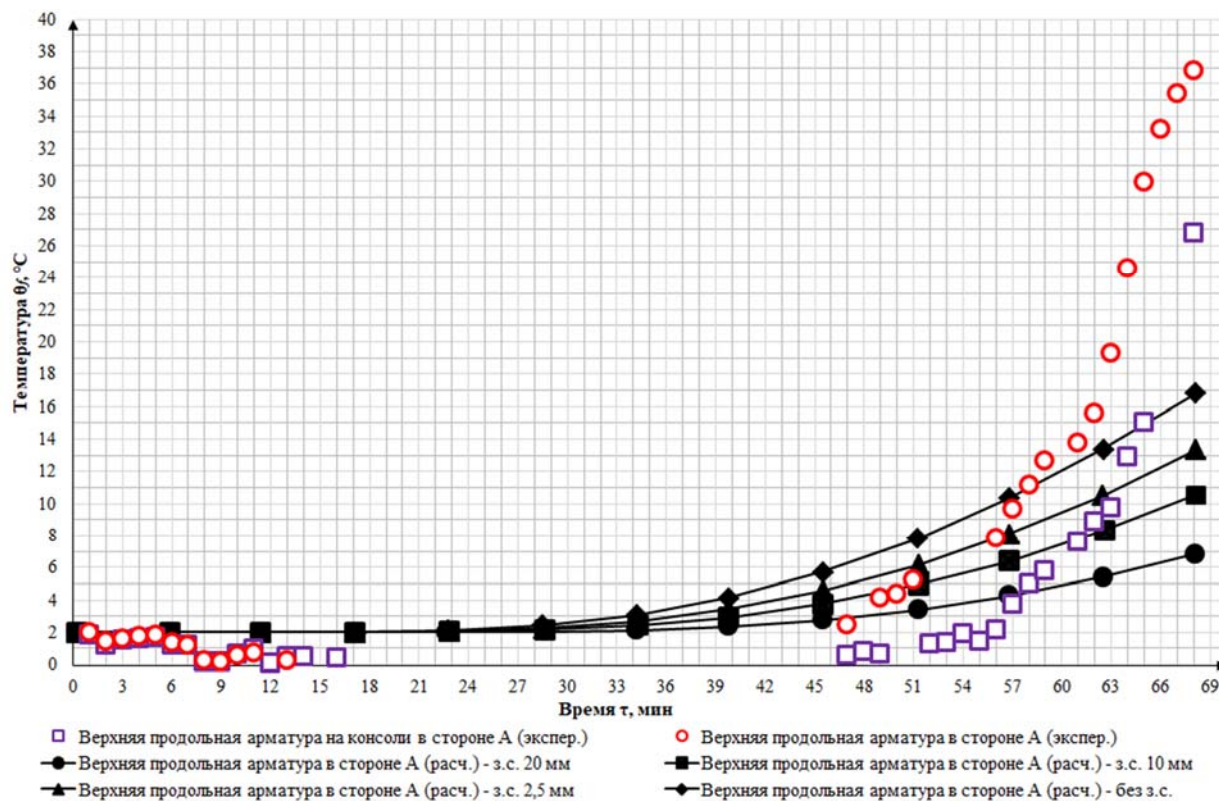


Рисунок 13. – Температура прогрева железобетонного монолитного перекрытия сверху с дополнительными расчетными моделями (сторона А)

Результаты моделирования прогрева верхней части железобетонного монолитного перекрытия с переменным защитным слоем (рис. 13, 14) показали, что процессы влагопереноса привели к более быстрому прогреву верхнего армирования (расположенного в зоне повышенного влагосодержания) и необогреваемой поверхности (зоны начального влагосодержания). В расчетной модели учесть влагоперенос возможным не представляется, дополнительное моделирование с дальнейшим уменьшением бетонного сечения является нецелесообразным. На необогреваемой стороне, в том числе на верхней арматуре, температура не превысила 40 °С в ходе всей длительности огневых испытаний. По результатам расчета температура верхнего продольного армирования, расположенного в приопорных участках, не превысила 20 °С, необогреваемой поверхности – 15 °С. Имеющиеся отклонения экспериментальных и расчетных данных незначительны с точки зрения огнестойкости.

Учитывая наличие повреждений бетона по линии действия максимального изгибающего момента (в центральной части перекрытия), а также то, что результаты моделирования прогрева будут применяться для решения статической задачи расчета огнестойкости железобетонного монолитного перекрытия, на основании ранее разработанной модели (рис. 3а) была построена расчетная модель с уменьшенным защитным слоем до 13,5 мм (в соответствии с повреждениями согласно рис. 2) с воздействием режима пожара, зафиксированного в центральной части огневой камеры. Количество узлов в модели составило

23 358, элементов – 86 029. В результате моделирования средняя температура рабочей продольной арматуры составила – 486 °С, поперечной арматуры – 445 °С.

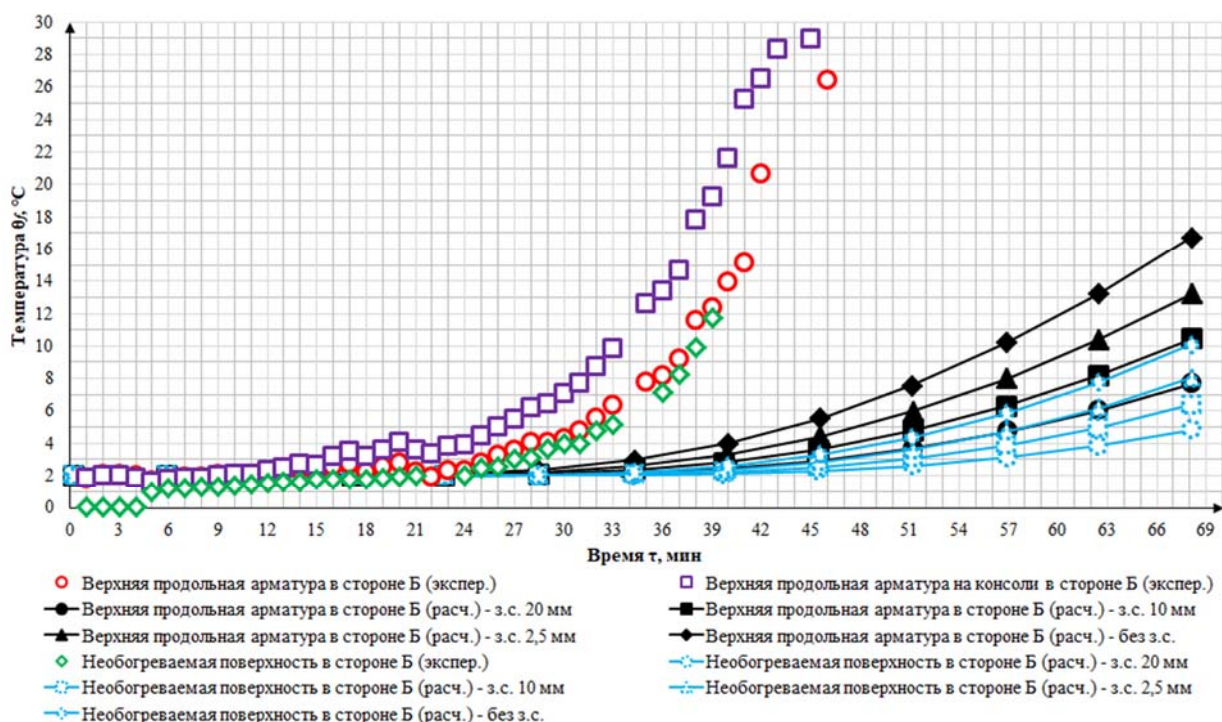


Рисунок 14. – Температура прогрева железобетонного монолитного перекрытия сверху с дополнительными расчетными моделями (сторона Б)

Полученные результаты прогрева позволили установить распределение температуры в сечениях железобетонного монолитного перекрытия, которое представлено на рисунке 15, где по оси ординат значение «0,2» соответствует необогреваемой поверхности.

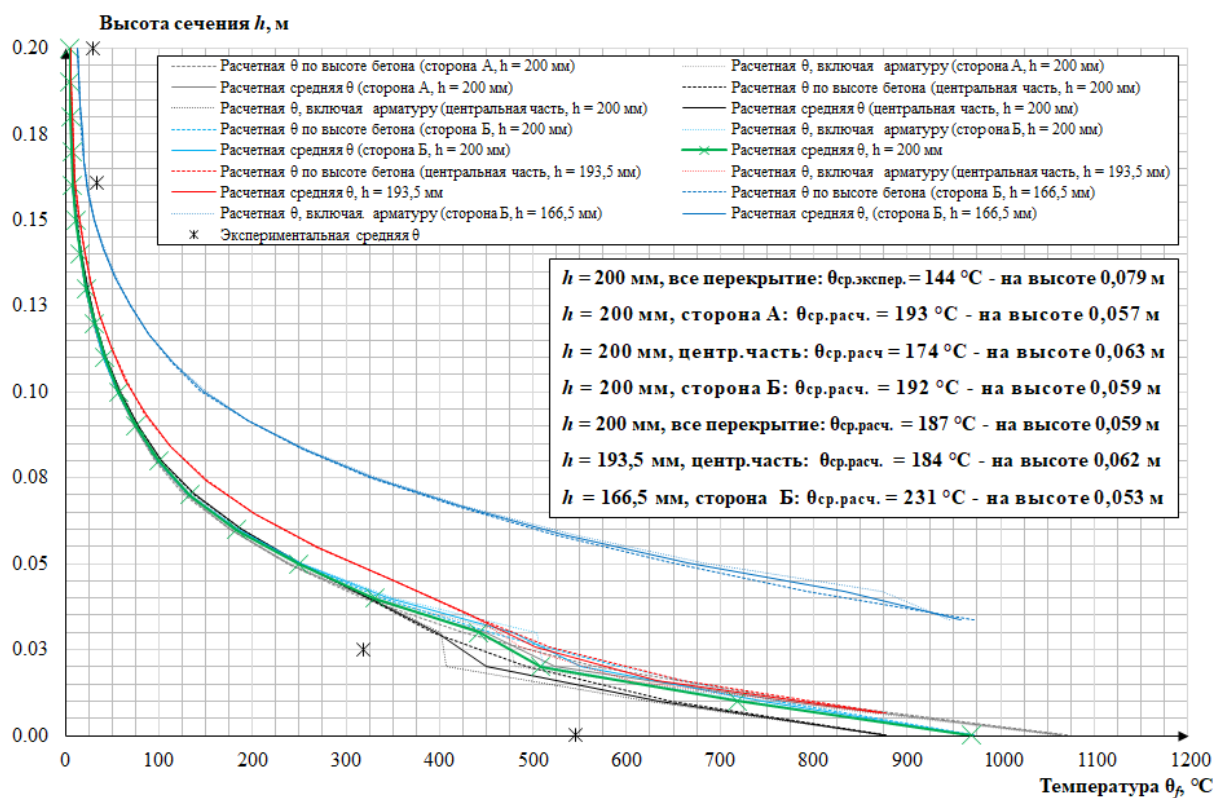
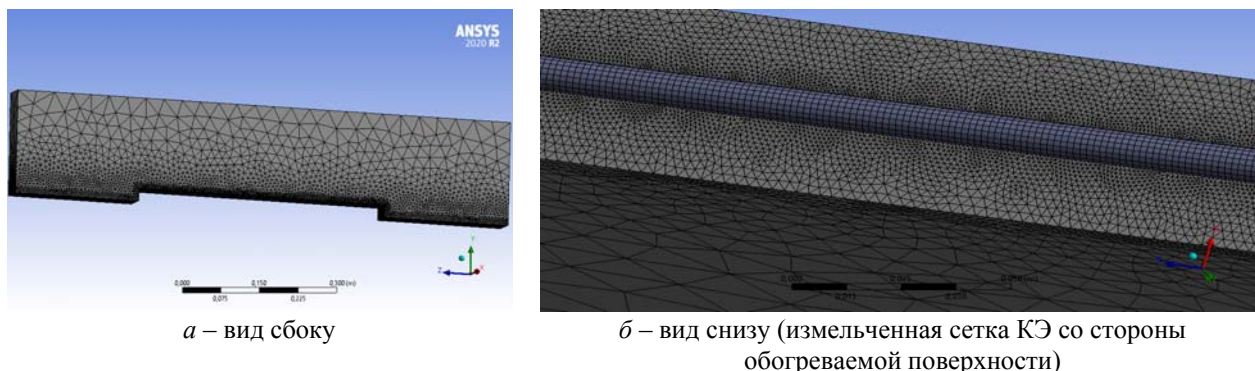


Рисунок 15. – Распределение температуры по высоте сечения железобетонного монолитного перекрытия

Представленные на рисунке 15 эпюры изменения температуры в расчетных сечениях толщиной 200 мм позволили установить, что в центральной части перекрытия средняя температура в поперечном сечении составляет 174 °С (на высоте 63 мм от обогреваемой поверхности плиты), стороне А – 193 °С (на высоте 57 мм), стороне Б – 192 °С (на высоте 59 мм). Расчетная средняя температура прогрева поперечного сечения перекрытия толщиной 200 мм составила 187 °С (на высоте 59 мм). Экспериментальная средняя температура перекрытия, определенная графоаналитическим методом, составила 144 °С (на высоте 79 мм), что на 23 % ниже расчетного значения, т.к. в расчете не учитывалось снижение температуры на обогреваемой поверхности перекрытия к концу эксперимента. Расчетная средняя температура прогрева поперечного сечения перекрытия толщиной 193,5 мм составила 184 °С (на высоте 62 мм), толщиной 166,5 мм – 231 °С (на высоте 53 мм). Указанные данные представляют интерес для определения жесткости плиты в расчетном сечении при решении статической задачи огнестойкости.

**Исследования влияния локальных повреждений защитного слоя бетона на прогрев рабочей арматуры.** С учетом того, что перекрытие было подвержено хрупкому взрывообразному разрушению лишь в локальных областях, была решена модельная задача прогрева арматуры по длине с частичным повреждением защитного слоя бетона. Для этого были разработаны дополнительные расчетные модели фрагментов перекрытия размерами  $X = 50$  мм,  $Y = 200$  мм,  $Z = 1000$  мм с арматурой диаметром 10 мм и проектной толщиной защитного слоя бетона, равной 20 мм. При этом в середине фрагмента вырезали участки длиной 500, 250 и 10 мм, имитирующие локальные повреждения защитного слоя бетона. Защитный слой в пределах вырезанных участков принимали переменным: 10 мм, 2,5 мм, а также без защитного слоя бетона на половину диаметра продольного армирования с целью имитации ее оголения при высокотемпературном воздействии. В качестве температурного режима принимали изменение среднеобъемной температуры газовой среды по показаниям 9 ТП, расположенных на отметке 2200 мм от уровня фундамента [5; 8].

Расчетная модель фрагмента железобетонного монолитного перекрытия с локальным повреждением защитного слоя на половину диаметра армирования (глубиной 25 мм) длиной 500 мм показана на рисунке 16, с толщиной защитного слоя 2,5 мм (глубиной 17,5 мм) длиной 250 мм – на рисунке 17, с толщиной защитного слоя 10 мм (глубиной 10 мм) длиной 10 мм – на рисунке 18.



**Рисунок 16. – Расчетная модель железобетонного монолитного перекрытия с локальным повреждением длиной 500 мм и глубиной 25 мм**

Так же как и для ранее разработанных расчетных моделей железобетонного монолитного перекрытия, фактор плотности сетки (*Mesh*) принимали равным 0 (*Default*). Со стороны огневого воздействия снизу сетку измельчали, для чего применяли фактор измельчения (*Refinement*) со значением, равным 1. Начальные и граничные условия корректировали в соответствии с постановкой задачи. При этом теплообмен конвекцией и излучением для обогреваемой поверхности арматуры задавали только для участков оголенного



стержня полуцилиндрической формы. В разработанных расчетных моделях количество узлов варьировалось в пределах от 177 883 до 215 315, элементов – от 751 100 до 943 116.

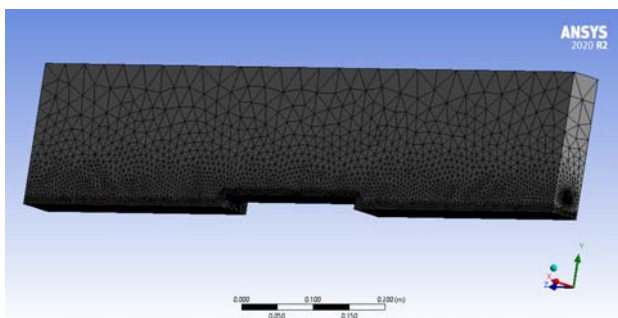


Рисунок 17. – Расчетная модель железобетонного монолитного перекрытия с локальным повреждением длиной 250 мм и глубиной 17,5 мм

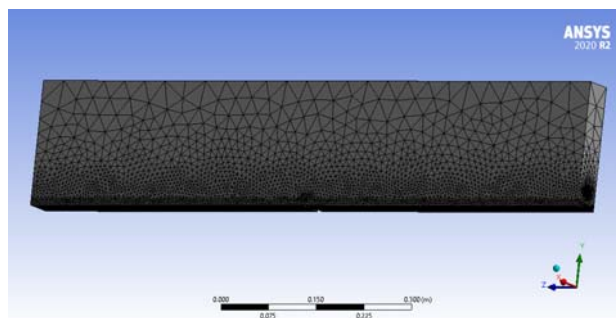


Рисунок 18. – Расчетная модель железобетонного монолитного перекрытия с локальным повреждением длиной 10 мм и глубиной 10 мм

Данные по прогреву продольного армирования с учетом локальных повреждений защитного слоя бетона в момент обрушения перекрытия представлены на рисунке 19. Графическое распределение температуры нагрева стержня арматуры на примере расчетной модели с повреждением защитного слоя бетона на глубину 25 мм (оголение арматуры на половину диаметра) и длиной 500 мм показано на рисунке 20.

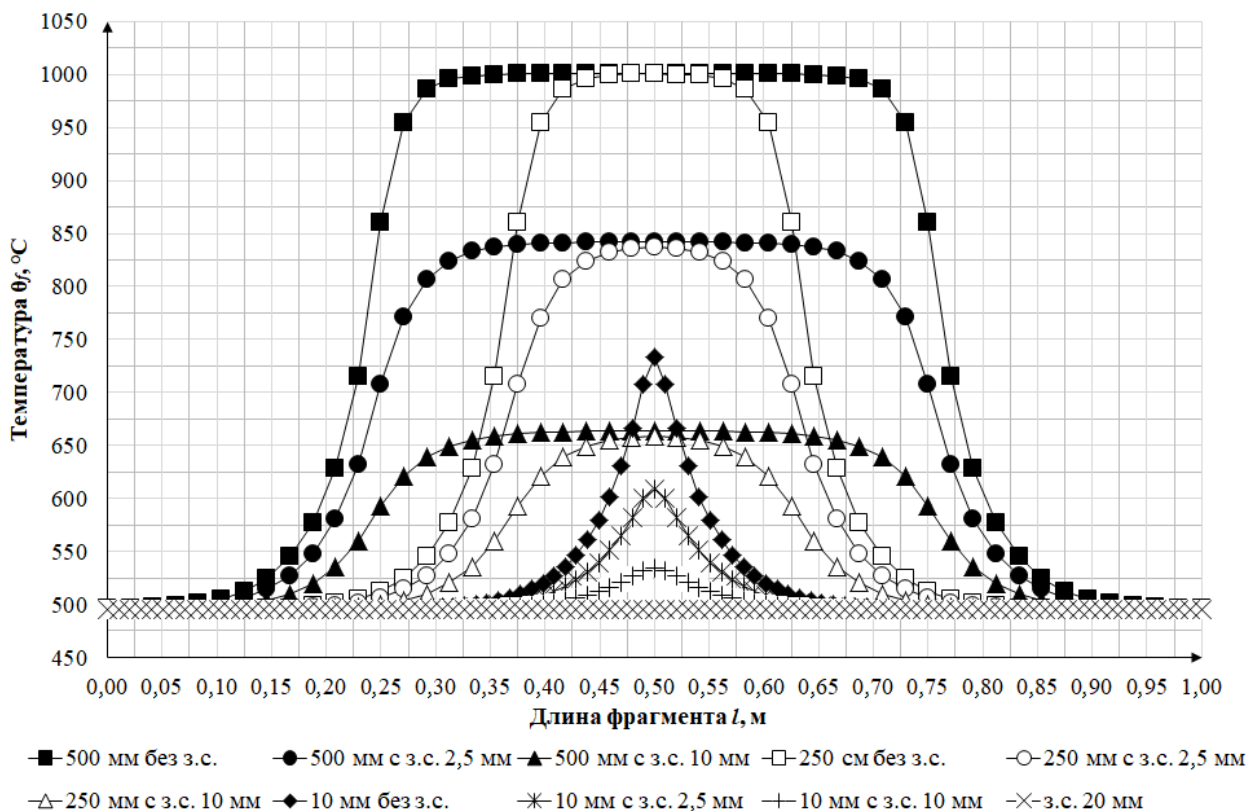


Рисунок 19. – Распределение температуры нагрева стержня арматуры с различной толщиной защитного слоя для центральной части

В результате моделирования установлено, что интенсивное снижение температуры стержней арматуры начинается еще до восстановления защитного слоя бетона. Для участков с поврежденным защитным слоем бетона на глубину 25 мм длиной 500 и 250 мм интенсивное снижение нагрева отмечено в среднем на отрезке 80–100 мм до границы восстановления проектного защитного слоя. На данном отрезке температура в среднем снижается на 12–14 %. Затем после участка с проектным защитным слоем (20 мм) температура нагрева продолжает снижаться на участке длиной 185–190 мм в среднем на 42–43 %.

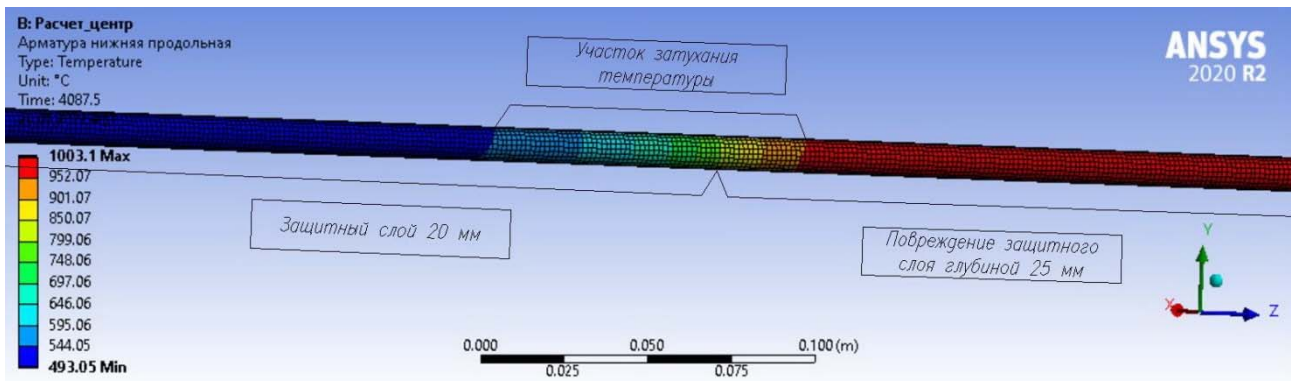


Рисунок 20. – Графическое распределение температуры нагрева стержня в расчетной модели с оголением арматуры

При глубине поврежденного защитного слоя, равной 17,5 мм, на участках длиной 500 и 250 мм интенсивное снижение нагрева наблюдается в среднем на отрезке 100–105 мм до границы восстановления проектного защитного слоя, на котором температура в среднем снижается на 15 %. После восстановления проектного защитного слоя температура нагрева арматуры снижается на участке длиной 185–190 мм еще в среднем на 30 %.

Анализ повреждений глубиной 10 мм на участках длиной 500 и 250 мм показал, что интенсивное снижение нагрева наблюдается в среднем на отрезках длиной 100–105 мм до границы восстановления проектного защитного слоя, на котором температура в среднем снижается на 10 %. Затем на участке длиной 185–190 мм происходит дополнительное снижение нагрева армирования в среднем на 16 %.

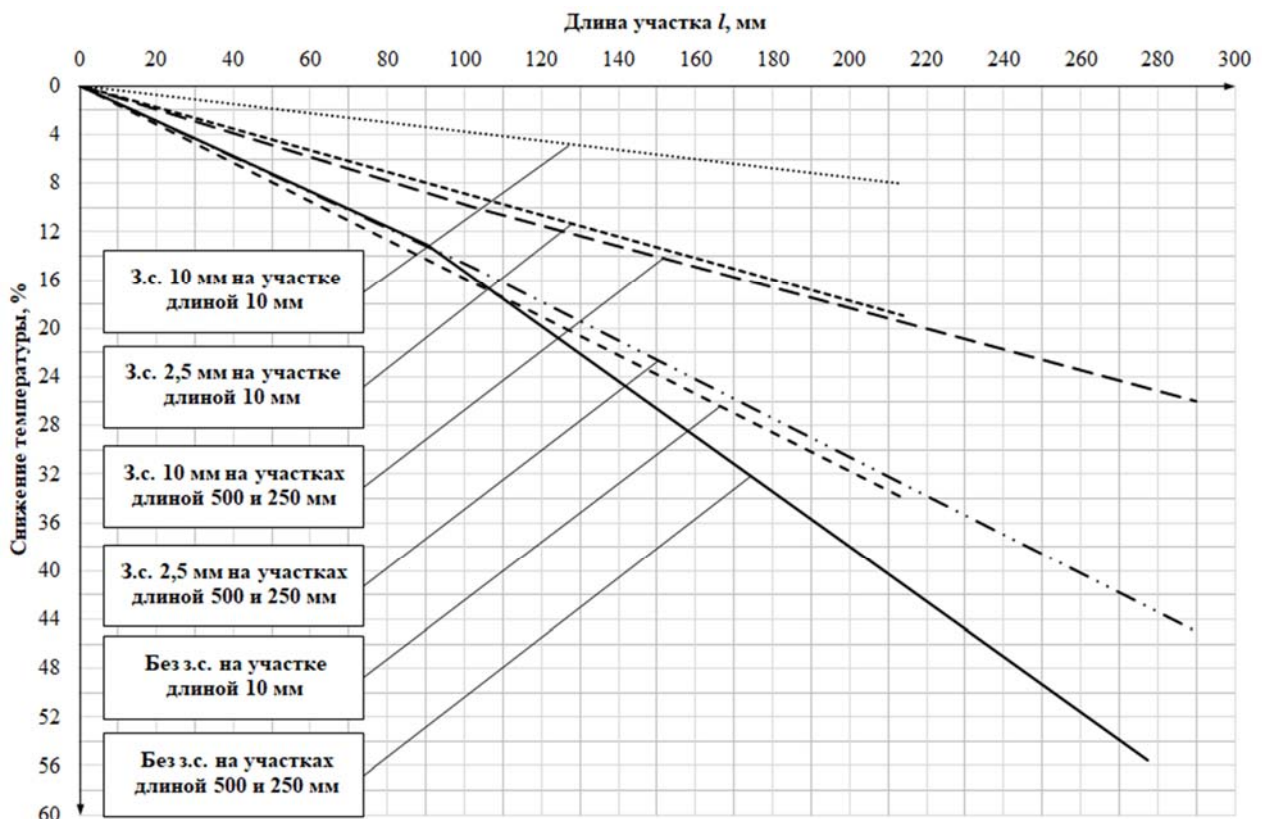


Рисунок 21. – Зависимости снижения температуры нагрева арматурных стержней от глубины повреждений защитного слоя бетона

Для локальных повреждений длиной 10 мм изменение температуры нагрева армирования от максимального значения к минимальному происходит на отрезках длиной 210–215 мм, при этом доля снижения температуры в среднем составляет: для повреждений глубиной

25 мм – 34 %; глубиной 17,5 мм – 19 %; глубиной 10 мм – 8 %. Зависимости снижения температуры нагрева арматурных стержней от глубины повреждений защитного слоя бетона представлены на рисунке 21 (за начало отсчета по оси абсцисс принято начало участка, на котором в последующем происходит снижение нагрева армирования; длина участка соответствует расстоянию, после которого снижение нагрева армирования не происходит). Схема прогрева рабочей арматуры по площади железобетонного монолитного перекрытия представлена на рисунке 22. При этом на указанной схеме с целью наглядности условно не показаны участки в пределах поврежденных слоев бетона, на которых начинается интенсивное снижение температуры нагрева продольного армирования, что описано выше. Это необходимо учитывать при пользовании рисунком 22. Рост нагрева в поперечном направлении условно не показан.

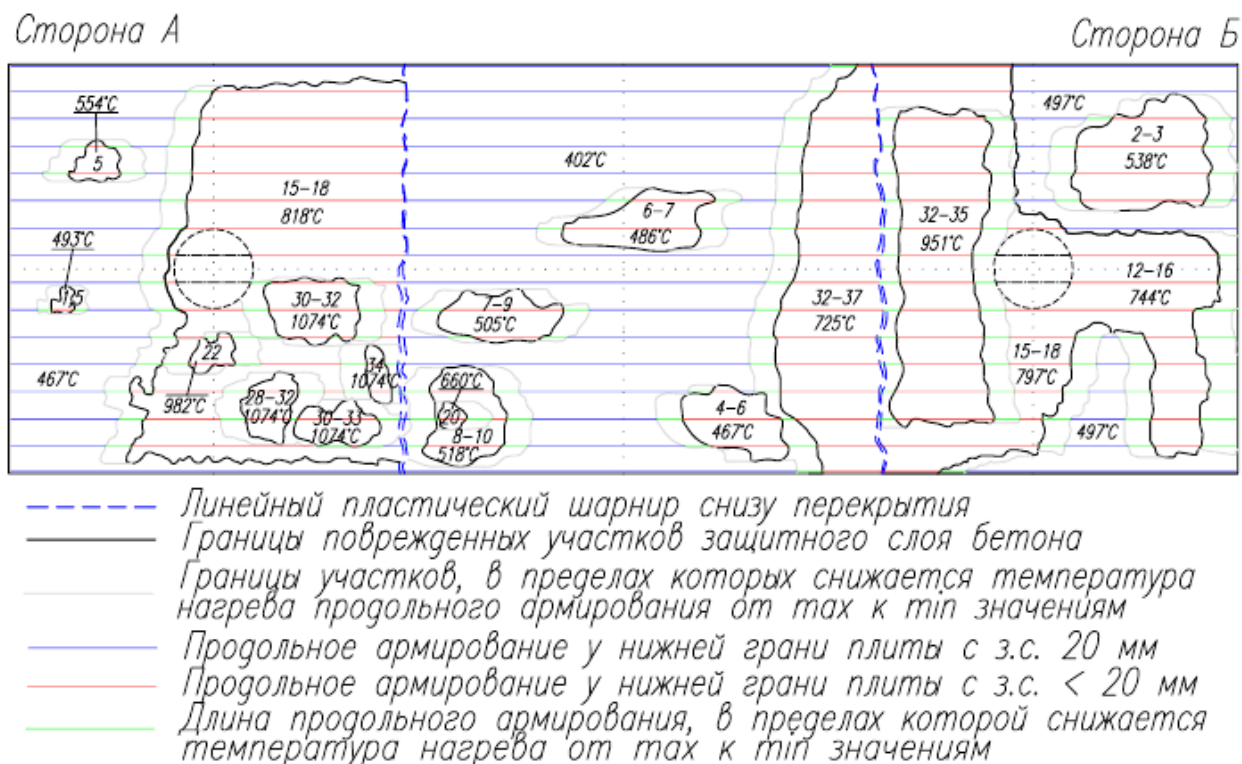


Рисунок 22. – Схема прогрева рабочей арматуры по площади железобетонного монолитного перекрытия

### Заключение

Анализ распределения повреждений железобетонного монолитного перекрытия, полученных при ранее проведенных натуральных огневых испытаниях, позволил установить, что наибольшие повреждения получили преимущественно поверхностные слои сжатого бетона в местах действия максимальных напряжений, в растянутой зоне повреждения были незначительными. С применением программной системы конечно-элементного анализа Ansys Workbench (модуль Transient Thermal) и теплофизических характеристик бетона и арматуры согласно ТКП EN 1992-1-2-2009 и ТКП EN 1993-1-2-2009, на основе результатов проведенных натуральных огневых испытаний экспериментального фрагмента каркасного здания, включающего железобетонное монолитное перекрытие и сборные центрифугированные колонны, разработаны расчетные модели испытанного железобетонного перекрытия, позволившие оценить распределение температурных полей по сечению исследуемой конструкции.

В результате моделирования установлено, что хрупкое разрушение бетона существенно повлияло на прогрев сжатой зоны бетона, в том числе нижнего продольного арми-



рования. Средняя температура нагрева рабочей продольной арматуры диаметром 10 мм с защитным слоем 20 мм при температурном режиме, зафиксированном в центральной части фрагмента перекрытия, составила 402 °С, на локальном участке с защитным слоем 13,5 мм – 486 °С. Расчетная температура верхнего продольного армирования, расположенного в приопорных участках, не превысила 20 °С, необогреваемой поверхности – не превысила 15 °С. Выявленные различия экспериментальных и теоретических данных по прогреву верхней части перекрытия свидетельствуют о том, что при проведении натурных огневых испытаний происходила миграция имеющейся в порах влаги на необогреваемую поверхность (влагоперенос). Появление влаги на необогреваемой поверхности ранее наблюдалось при проведении стандартных огневых испытаний сборных железобетонных конструкций.

Получены средние температуры в расчетных сечениях перекрытия, а также эпюры температур по высоте сечения перекрытия. Расчетная средняя температура прогрева поперечного сечения перекрытия толщиной 200 мм составила 187 °С (на высоте 59 мм). Экспериментальная средняя температура перекрытия, определенная графоаналитическим методом, составила 144 °С (на высоте 79 мм), что на 23 % ниже расчетного значения, т.к. в расчете не учитывалось снижение температуры на обогреваемой поверхности перекрытия к концу эксперимента. Расчетная средняя температура прогрева поперечного сечения перекрытия толщиной 193,5 мм составила 184 °С (на высоте 62 мм), толщиной 166,5 мм – 231 °С (на высоте 53 мм). Указанные данные представляют интерес для определения жесткости плиты в расчетном сечении при решении статической задачи огнестойкости.

С целью определения закономерностей прогрева армирования по его длине при моделировании также разработаны расчетные модели с локальными повреждениями защитного слоя бетона длиной 500, 250 и 10 мм, в результате чего установлено, что интенсивное снижение нагрева начинается еще до восстановления защитного слоя. Для участков с повреждениями защитного слоя бетона длиной 500 и 250 мм интенсивное снижение нагрева отмечено в среднем на отрезке 80–105 мм до границы восстановления проектного защитного слоя бетона. Затем на участке 185–190 мм с защитным слоем 20 мм температура продолжает снижаться, а далее равняется температуре, соответствующей нагреву арматуры с указанным защитным слоем. Для локальных повреждений длиной 10 мм изменение температуры нагрева армирования от максимального значения к минимальному происходит на отрезках длиной 210–215 мм. Таким образом, можно сделать вывод, что локальные повреждения не оказывают особого влияния на увеличение прогрева арматурного стержня в местах с проектным значением защитного слоя бетона по отношению к прогреву этой же арматуры без локальных повреждений защитного слоя.

Результаты настоящих исследований планируется применить для решения статической задачи огнестойкости испытанного железобетонного монолитного перекрытия.

## ЛИТЕРАТУРА

1. World Fire Statistics = Мировая пожарная статистика = DieFeuerwehrstatistik der Welt: Report [Electronic resource] / Center of Fire Statistics of CTIF; N.N. Brushlinsky et al. – 2020. – № 25. – 67 p. – Mode of access: [http://ctif.org/sites/default/files/2020-06/CTIF\\_Report25.pdf](http://ctif.org/sites/default/files/2020-06/CTIF_Report25.pdf). – Date of access: 25.05.2021.
2. Ройтман, В.М. Инженерные решения по оценке огнестойкости проектируемых и реконструируемых зданий / В.М. Ройтман. – М.: Пожнаука, 2001. – 382 с.
3. Ройтман, В.М. Здания, сооружения и их устойчивость при пожаре: учебник / В.М. Ройтман [и др.]; под ред. В.М. Ройтмана. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Академия ГПС МЧС России, 2013. – 364 с.
4. Теличенко, В.И. Комплексная безопасность в строительстве: учеб. пособие / В.И. Теличенко, В.М. Ройтман, А.А. Бенуж; М-во образования и науки Рос. Федерации, Нац. исследоват. Моск. гос. строит. ун-т. – М.: НИУ МГСУ, 2015. – 144 с.
5. Кудряшов, В.А. Результаты натурных огневых испытаний железобетонного монолитного перекрытия в составе экспериментального фрагмента каркасного здания / В.А. Кудряшов [и др.] //

- Вестник Университета гражданской защиты МЧС Беларуси. – 2021. – Т. 5, № 1. – С. 49–66. DOI: 10.33408/2519-237X.2021.5-1.49.
6. Кудряшов, В.А. Конструирование железобетонного монолитного перекрытия в составе фрагмента каркасного здания для исследований огнестойкости в рамках натуральных огневых испытаний / В.А. Кудряшов [и др.] // Вестник Университета гражданской защиты МЧС Беларуси. – 2021. – Т. 5, № 1. – С. 33–48. DOI: 10.33408/2519-237X.2021.5-1.33.
  7. Кудряшов, В.А. Исследование огнестойкости железобетонного монолитного перекрытия в составе фрагмента каркасного здания в рамках натуральных огневых испытаний / В.А. Кудряшов, И.Ю. Кураченко // Актуальные проблемы пожарной безопасности: XXXIII Междунар. науч.-практ. конф., посвящ. году науки и технологий, Москва, 12–15 мая 2021 г.: тез. докл. / ВНИИПО; ред.: Е.Ю. Сушкина [и др.]. – М., 2021. – С. 554–564.
  8. Нехань, Д.С. Исследования температуры газовой среды при проведении натуральных 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.
  9. Бушев, В.П. Огнестойкость зданий / В.П. Бушев [и др.]. – М.: Стройиздат, 1970. – 261 с.
  10. Серков, Б.Б. Здания и сооружения: учебник / Б.Б. Серков, Т.Ф. Фирсова. – М.: НИЦ ИНФРА-М, 2018. – 168 с.
  11. Schleifer, V. Zum Verhalten von raumabschliessenden mehrschichtigen Holzbauteilen im Brandfall: dissertation ETH Nr. 18156 / Vanessa Schleifer. – Zürich, 2009. – 147 s.
  12. Гейдон, А.Г. Пламя, его структура, излучение и температура / А.Г. Гейдон, Х.Г. Вольфгард. – М.: Metallurgizdat, 1959. – 333 с.
  13. Яковлев, А.И. Основы расчета огнестойкости железобетонных конструкций: дис. ... д-ра техн. наук: 05.26.03 / А.И. Яковлев. – М., 1966. – 515 л.
  14. Ройтман, В.М. Оценка огнестойкости строительных конструкций на основе кинетических представлений о поведении материалов в условиях пожара: дис. ... д-ра техн. наук: 05.26.01 / В.М. Ройтман. – Москва, 1985. – 412 л.
  15. Полевода, И.И. Огнестойкость изгибаемых железобетонных конструкций из высокопрочного бетона: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / И.И. Полевода. – Минск, 2004. – 122 л.
  16. Кудряшов, В.А. Огнестойкость железобетонных сборно-монолитных перекрытий каркасных зданий с применением многопустотных плит: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / В.А. Кудряшов. – Минск, 2009. – 121 л.

**Моделирование прогрева железобетонного монолитного перекрытия при огневых испытаниях в составе экспериментального фрагмента каркасного здания**

**Modeling of the reinforced cast-in-place concrete slab heating at fire test as a part of the experimental frame building unit**

**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

Email: vatkud@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

Email: vatkud@gmail.com

ORCID: 0000-0003-4889-1060

**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

Email: 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

Email: i.kurachenko@yandex.by

ORCID: 0000-0002-2898-1811

DOI: <https://doi.org/10.33408/2519-237X.2022.6-1.17>

## MODELING OF THE REINFORCED CAST-IN-PLACE CONCRETE SLAB HEATING AT FIRE TEST AS A PART OF THE EXPERIMENTAL FRAME BUILDING UNIT

Kudryashov V.A., Kurachenko I.Yu.

*Purpose.* Based on the results of previously conducted full-scale fire tests of an experimental frame building unit including reinforced cast-in-place concrete slab and reinforced precast centrifugal concrete tube columns to develop a calculation model and assess the temperatures during the slab heating at fire.

*Methods.* Numerical method for reinforced cast-in-place concrete slab heating using Ansys Workbench finite element analysis system. The analogy technique. The graphical method analysis. Assessment of temperature field distribution over the examined structure cross section. The heating results comparison analysis with the available experimental data.

*Findings.* An analysis of the damage to a reinforced concrete monolithic floor, obtained during full-scale fire tests, is presented. It has been established that on the side of the heated surface, the greatest damage was observed mainly on the surface layers of compressed concrete in the places of maximum compressive stresses, in the stretched zone the damage was insignificant. A computational model for the heating of a reinforced concrete floor has been developed, which made it possible to establish that the brittle fracture of concrete significantly affected the heating of the reinforcement. The average heating temperature of the working longitudinal reinforcement with a diameter of 10 mm with a protective layer of 20 mm at a temperature regime fixed in the central part of the floor fragment was 402 °C, in a local area with a protective layer of 13.5 mm – 486 °C. The design temperature of the upper longitudinal reinforcement located in the support areas did not exceed 20 °C, and that of the unheated surface did not exceed 15 °C. The average temperatures in the calculated sections of the floor, as well as temperature diagrams along the height of the floor section, are obtained. The experimental average overlap temperature was 144 °C, which is 23 % lower than the calculated value (187 °C with a slab thickness of 200 mm), because the calculation did not take into account the decrease in temperature on the heated floor surface by the end of the experiment. The calculated average temperature of heating the cross-section of the floor with a thickness of 193.5 mm was 184 °C, with a thickness of 166.5 mm – 231 °C.

*Application field of research.* The results of the research can be used for fire resistance estimation of the reinforced concrete structures. It is planned to apply the obtained results to determine the load-bearing fire resistance function of the tested reinforced cast-in-place concrete slab.

*Keywords:* fire resistance, reinforced concrete monolithic slab, modeling, heating, calculation model, Ansys Workbench, temperature field, heat engineering calculation, brittle fracture of concrete, local damage to the protective layer of concrete.

(The date of submitting: January 7, 2022)

### REFERENCES

1. Brushlinsky N.N., Ahrens M., Sokolov S.V., Wagner P. *World Fire Statistics = Mirovaya pozharnaya statistika = Die Feuerwehrstatistik der Welt*: Report № 25. Center of Fire Statistics of CTIF. Available at: [http://ctif.org/sites/default/files/2020-06/CTIF\\_Report25.pdf](http://ctif.org/sites/default/files/2020-06/CTIF_Report25.pdf) (accessed: May 29, 2021).
2. Roytman V.M. *Inzhenernye resheniya po otsenke ognestoykosti proektiruemykh i rekonstruiруemykh zdaniy [Engineering solutions for assessing the fire resistance of designed and reconstructed buildings]*. Moscow: Pozhnauka, 2001. 382 p. (rus)
3. Roytman V.M., Serkov B.B., Sivenkov A.B., Shevkunenko Yu.G., Barinova E.L., Pristupyuk D.N. *Zdaniya, sooruzheniya i ikh ustoychivost' pri pozhare [Buildings, structures and their stability in case of fire]*. Moscow: Academy of the State Fire Service EMERCOM of Russia, 2013, 364 p. (rus)
4. Telichenko V.I., Roytman V.M., Benuzh A.A. *Kompleksnaya bezopasnost' v stroitel'stve [Comprehensive safety in construction]*: tutorial. Moscow: National Research Moscow State University of construction, 2015, 144 p. (rus)
5. Kudryashov V.A., Zhamoydik S.M., Kurachenko I.Yu., Nguen T.K. Rezul'taty naturnykh ognevykh ispytaniy zhelezobetonnoy monolitnoy perekrytiya v sostave eksperimental'nogo fragmenta karasnoy zdaniya [Results of full-scale fire tests of the monolithic reinforced concrete slab as part of a fragment of a frame building]. *Journal of Civil Protection*, 2021. Vol. 5, No. 1. Pp. 49–66. (rus). DOI: 10.33408/2519-237X.2021.5-1.49.

6. Kudryashov V.A., Zhamoydik S.M., Kurachenko I.Yu., Mordich M.M. Konstruirovaniye zhelezobetonnogo monolitnogo perekrytiya v sostave fragmenta karkasnogo zdaniya dlya issledovaniy ognestoykosti v ramkakh naturnykh ognevykh ispytaniy [Cast-in-place reinforced concrete plate construction as a part of a frame experimental building for fire resistance research]. *Journal of Civil Protection*, 2021. Vol. 5, No. 1. Pp. 33–48. (rus). DOI: 10.33408/2519-237X.2021.5-1.33.
7. Kudryashov V.A., Kurachenko I.Yu. Issledovaniye ognestoykosti zhelezobetonnogo monolitnogo perekrytiya v sostave fragmenta karkasnogo zdaniya v ramkakh naturnykh ognevykh ispytaniy [Research on the fire resistance of a reinforced concrete cast-in-place slab as part of a frame building fragment in full-scale fire testing]. *Proc. XXXIII Intern. scientific-practical conf., dedicated to the year of science and technology «Aktual'nye problemy pozharnoy bezopasnosti»*, Moscow, May 12–15, 2021. Moscow: All-Russian Research Institute for Fire Protection EMERCOM of Russia. 2021. Pp. 554–564. (rus).
8. 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.
9. Bushev V.P., Pchelintsev V.A., Fedorenko V.S., Yakovlev A.I. Ognestoykost' zdaniy [Fire resistance of building]. Moscow: Stroyizdat, 1970. 261 p. (rus)
10. Serkov B.B., Firsova T.F. Zdaniya i sooruzheniya [Buildings and structures]: textbook. Moscow: RC «INFRA-M», 2018. 168 p. (rus)
11. Schleifer V. Zum Verhalten von raumabschliessenden mehrschichtigen Holzbauteilen im Brandfall [About the behaviour of room-closing multi-layer wood components in case of fire]: Dissertation ETH Nr. 18156. Zürich, 2009. 147 s. (deu).
12. Geydon A.G., Vol'fgard Kh.G. Plamya, ego struktura, izluchenie i temperatura [Flame, its structure, radiation and temperature]. Moscow: Metallurgizdat, 1959. 333 p. (rus).
13. Yakovlev A.I. Osnovy rascheta ognestoykosti zhelezobetonnnykh konstruksiy [Basics for calculation of fire resistance of reinforced concrete structures]. Grand PhD techn. sci. diss: 05.26.03. Moscow, 1966. 515 p. (rus).
14. Roytman V.M. Otsenka ognestoykosti stroitel'nykh konstruksiy na osnove kineticheskikh predstavleniy o povedenii materialov v usloviyakh pozhara [Fire resistance Assessment of building structures based on kinetic concepts of the behavior of materials in fire]. Grand PhD techn. sci. diss: 05.26.01. Moscow, 1985. 412 p. (rus)
15. Polevoda I.I. Ognestoykost' izgibaemykh zhelezobetonnnykh konstruksiy iz vysokoprochnogo betona [Fire resistance of bent reinforced concrete structures made of high-strength concrete]. PhD techn. sci. diss: 05.23.01. Minsk, 2004. 122 p. (rus)
16. Kudryashov V.A. Ognestoykost' zhelezobetonnnykh sborno-monolitnykh perekrytiy karkasnykh zdaniy s primeneniem mnogopustotnykh plit [Fire resistance of cast-in-place reinforced concrete slabs in frame buildings with multi-core slabs]. PhD techn. sci. diss: 05.23.01. Minsk, 2009. 121 p. (rus)