

УДК 614.841.332

ПРОЧНОСТНОЙ РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ПРИ ПОЖАРЕ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ПРОГРАММНОЙ СРЕДЫ ANSYS

Ширко А.В.*, к.ф.-м.н., Камлюк А.Н.**, к.ф.-м.н., доцент,
Полева И.И.**, к.т.н., доцент, Зайнудинова Н.В.**

*Белорусский государственный технологический университет
**Командно-инженерный институт МЧС Республики Беларусь

e-mail: mail@kii.gov.by

В работе рассмотрен прочностной расчет железобетонных плит в программной среде ANSYS. Исследовано поведение моделей под воздействием стандартного пожара. Предложена оценка огнестойкости моделей. Результаты моделирования сопоставлены с экспериментальными данными.

The strength calculation of concrete slabs in a software environment ANSYS was examined in article. The behavior of the models under standard fire exposure are studied. The estimation of the fire resistance of the models was proposed. The simulation results are compared with experimental data.

(Поступила в редакцию 19 декабря 2013 г.)

Введение

Математические подходы прочностного анализа железобетонных конструкций достаточно полно описаны в литературе [1–9]. Основные закономерности поведения бетонов легли в основу математического ядра программы ANSYS.

В прочностном расчете для моделирования поведения бетона используются специальный тип конечных элементов (далее КЭ) – SOLID65 [6, 12, 13]. Этот КЭ используется для 3D моделирования твердых тел с наличием или без армирующих элементов. Данный элемент позволяет учитывать растрескивание материала при растяжении и дробление при сжатии, что позволяет его использовать при моделировании бетонов. В случае равномерного распределения армирующих элементов по объему модели возможно определение показателей армирования непосредственно в элементе.

Данный КЭ определен восемью вершинами (узлами сетки КЭ), имеющими по три степени свободы: перемещения в трех направлениях (вдоль осей x , y , z).

Одним из важных свойств данного элемента является возможность моделирования нелинейных свойств материала с учетом растрескивания, дробления (при сжатии) и ползучести.

Основная форма элемента SOLID65 показана на рис. 1. Элемент позволяет работать с изотропными и анизотропными свойствами материала, в качестве нагрузок воспринимает сосредоточенные в узлах силы и распределенное по поверхности боковых граней давление. В качестве исходных данных могут быть определены различные значения температуры для каждой узловой точки КЭ, но как правило, температурное поле для заданного момента времени берут из теплофизического анализа (совмещенный анализ).

Для моделирования поведения арматуры используем балочный КЭ BEAM188. Этот КЭ используется для моделирования стержневых конструкций, работающих на растяжение-сжатие, изгиб и кручение, позволяет учитывать упругие и пластические деформации любой величины. Элемент относится к линейным с двумя узловыми точками, имеющими по шесть степеней свободы. Основная форма элемента BEAM188 показана на рис. 2. Данный КЭ поддерживает упругие, пластические и вязкопластические (ползучесть) свойства материалов, заданные константами или диаграммами деформирования.

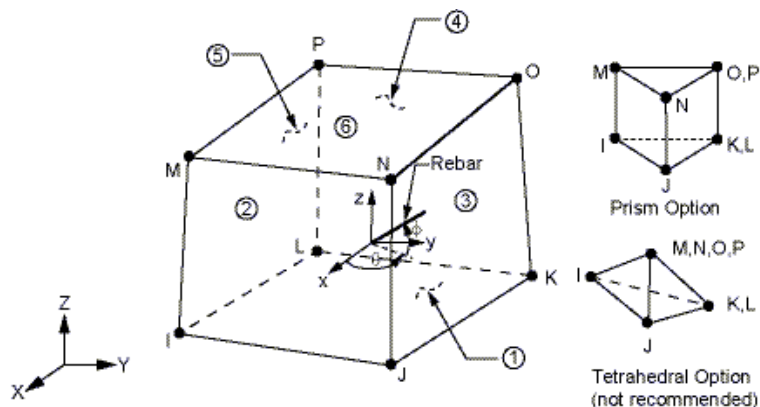


Рисунок 1 – Форма КЭ SOLID65

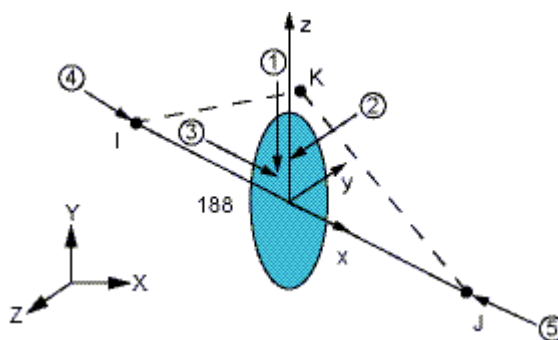


Рисунок 2 – Форма КЭ BEAM188

BEAM188 может использоваться для моделирования линейных объектов в виде арматуры в объеме материала несущих конструкций (железобетонные плиты, балки, колонны). Модель поведения данного элемента основана на теории Тимошенко С.П. [14] для деформированного состояния стержней. BEAM188 позволяет учитывать размеры и форму поперечного сечения.

Для данного типа КЭ доступен вывод всех типов результатов, характерных для расчетов конструкций на прочность и жесткость (перемещения, все виды деформаций и напряжений, энергии деформирования и пр.).

BEAM188 в качестве внешнего фактора воздействия поддерживает наложение температурного поля из задачи теплопроводности [11].

После проведения теплотехнического расчета элементов железобетонных плит, описанного в работе [10], рассчитанные температурные поля, импортируются в модуль прочностных расчетов *Static Structural* (механизм модульного подхода подробно описан в [11]). Точность получения напряженно-деформированного состояния во многом зависит от точности температурных полей.

Результаты численного моделирования и их обсуждение

Опытные образцы [15] – плиты сплошного сечения высотой 120 мм и размером в плане 1200 x 3000 мм – выполнялись без предварительного напряжения. Образцы первой серии (П-1, 4 шт.) имели нормальное рабочее армирование (8Ø10 А-III), образцы второй

серии (П-2, 4 шт.) – избыточное ($8\phi 20$ А-III); защитный слой бетона продольной рабочей арматуры в образцах обеих серий составлял 20 мм. Образцы из каждой серии были испытаны на огнестойкость при действии рабочей нагрузки и стандартного температурного режима. Условия опирания и нагружения образцов соответствовали расчетной схеме шарнирно-опертой балки, загруженной равномерно распределенной нагрузкой (рис. 3). Нагрузка для образцов первой и второй серий составляла соответственно 49 и 29 % от разрушающей при нормальной температуре.

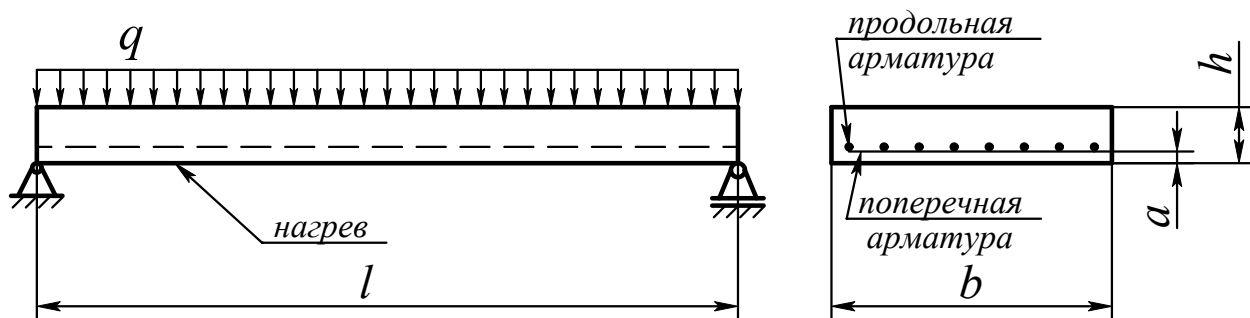


Рисунок 3 – Расчетная схема нагружения плиты

В процессе испытаний измеряли средние деформации бетона и арматуры в середине пролета на базе 25 см, а также максимальные прогибы плит. Для замера деформаций в конструкции при бетонировании были заложены штыри, которые соединялись с удлинителями в виде кварцевых трубок, выведенными из пространства печи. Измерение деформаций осуществлялось индикаторами часового типа. Прогибы измеряли прогибомерами Аистова.

При моделировании описанного процесса на первом шаге расчета производилось нагружение плиты рабочей нагрузкой. При дальнейших шагах, на нагруженную балку последовательно накладывались температурные поля, рассчитанные в модуле теплопроводности [10]. Схема совместного теплового и силового нагружения плиты показана на рис. 4.

Результаты моделирования будем сопоставлять с экспериментальными результатами диссертационной работы Левитского В.Е. [15]. Согласно этим данным отслеживать адекватность построенных моделей для плит П-1 и П-2 будем по следующим параметрам:

- по максимальному прогибу – f , см;
- по максимальной деформации арматуры – ε_s , %;
- по максимальному напряжению в арматуре – σ_s , МПа;
- по деформации верхнего сжатого волокна в бетоне – ε_c , %;
- по напряжению в верхнем сжатом волокне бетона – σ_c , МПа.

Рассмотрим сначала плиту П-2, имеющую продольную арматуру диаметром 20 мм и рабочую распределенную нагрузку 22,95 кН/м.

Максимальный прогиб балки будет в середине пролета между опорами. В нулевой момент времени к плите прикладываем рабочую нагрузку, а затем последовательно в моменты нагрева 20, 40, 60, 80, 100, 120, 140 и 160 мин. накладываем температурные поля. В результате увеличения температурных деформаций увеличивается прогиб плиты. График зависимости максимального прогиба плиты от времени нагрева в сопоставлении с экспериментальными данными [15] приведен на рис. 5.

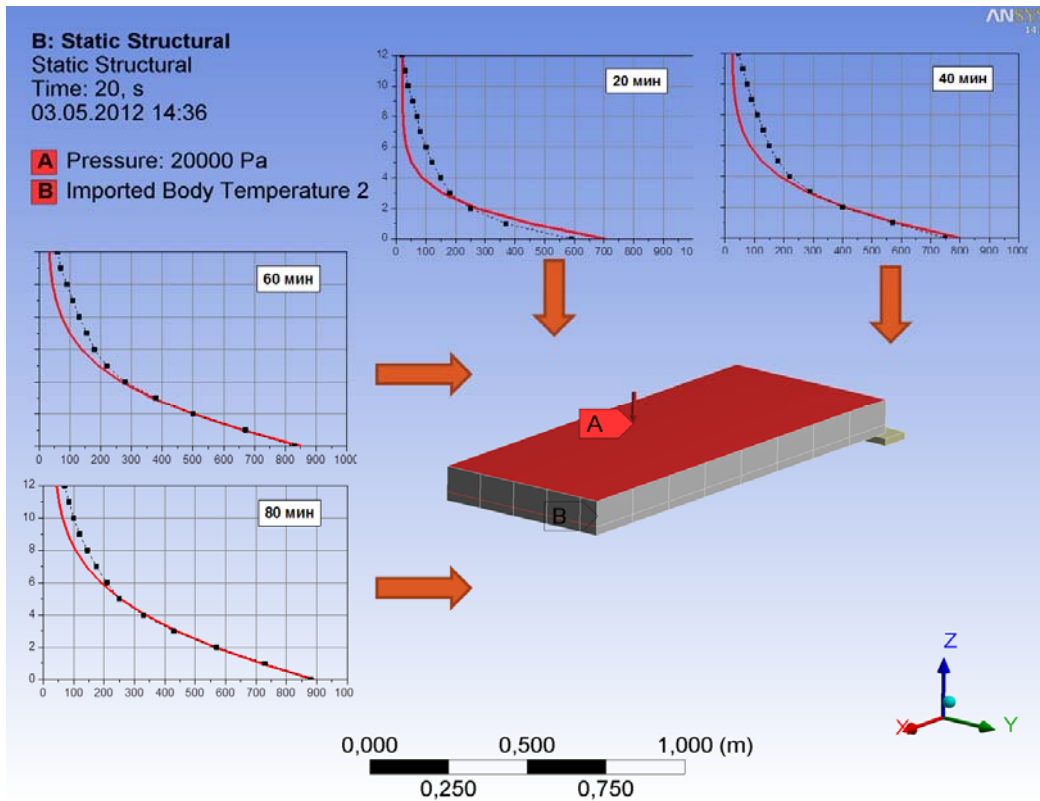


Рисунок 4 – Схема нагружения плиты нагрузкой и температурными полями

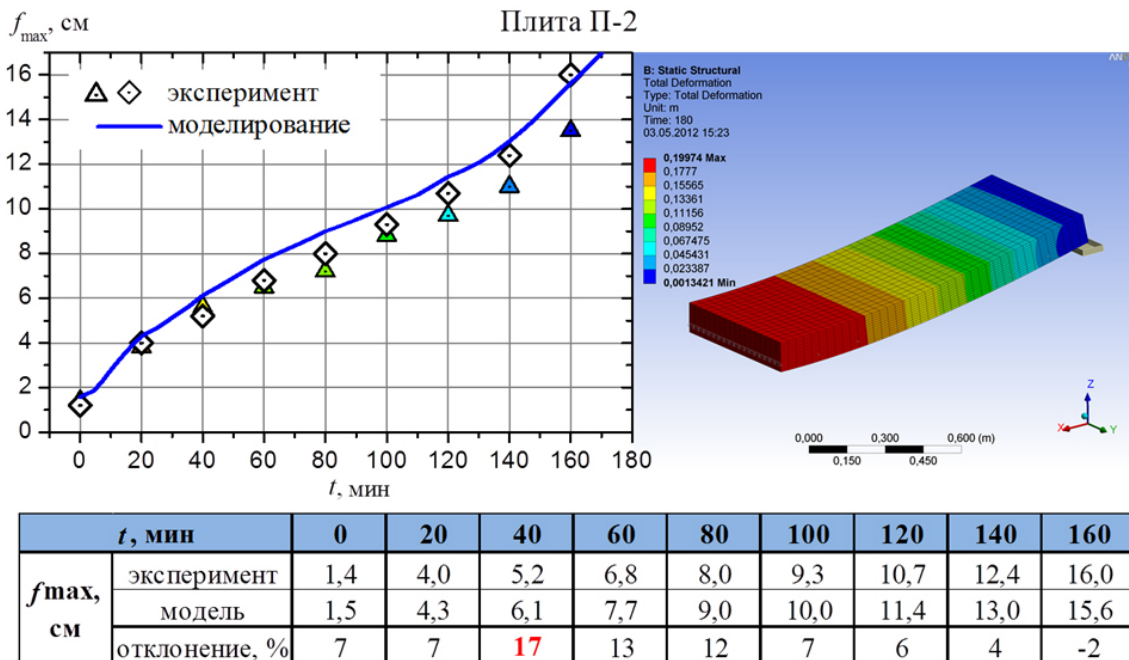
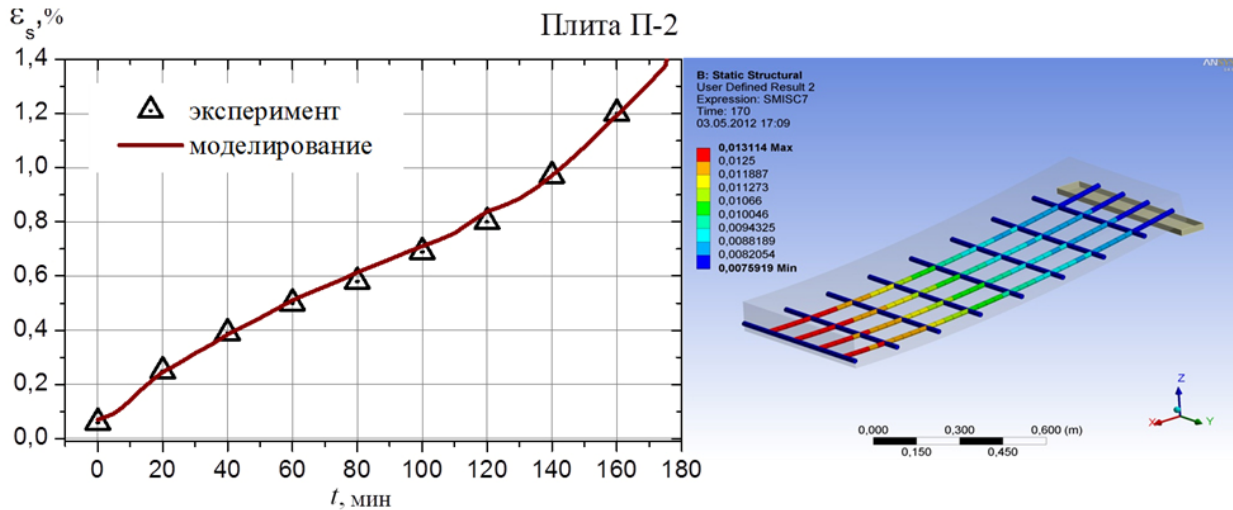


Рисунок 5 – Зависимость прогиба плиты П-2 от времени нагрева

Треугольниками на рис. 5 показаны экспериментальные данные при нагреве балки без нагрузки, ромбами – с нагрузкой. Как видно, результаты моделирования хорошо

коррелируют с данными эксперимента. Наибольшее отклонение теоретических результатов от экспериментальных составляет 17 % для времени нагрева 40 мин., что является приемлемым результатом.

Развитие деформаций в арматуре плиты П-2 при нагреве ее под нагрузкой показано на рис. 6.



t , мин		0	20	40	60	80	100	120	140	160
ε_s , %	эксперимент	0,06	0,25	0,39	0,50	0,58	0,69	0,80	0,97	1,20
	модель	0,06	0,25	0,38	0,51	0,61	0,71	0,84	0,97	1,19
	отклонение, %	0	0	-2	2	5	2	4	0	0

Рисунок 6 – Зависимость деформаций в арматуре плиты П-2 от времени нагрева

Максимальные деформации арматуры будут в среднем сечении плиты. Как видно из рис. 6 максимальное отклонение результатов моделирования от экспериментальных данных [15] не превышает 5 %.

Одной из важных зависимостей, по которой можно судить о пределе огнестойкости плиты по критерию потери несущей способности, является зависимость напряжений в арматуре плиты от времени нагрева (рис. 7).

Отличие от экспериментальных данных не превышает 16 %. Как видно из рис. 7, напряжения в арматуре в процессе нагрева практически остаются на одном уровне, а предел текучести арматурной стали с ростом температуры со временем уменьшается. Потеря прочности плиты П-2 происходит когда предел текучести стали достигает значения фактических напряжений, действующих в арматуре. На диаграмме штрихпунктирной линией показан график зависимости предела текучести арматурной стали от времени нагрева. Курсивом указана температура арматуры при данном времени нагрева. Со временем предел текучести стали достигает значения фактических напряжений, действующих в арматуре (на рис. 7 это соответствует 180 мин.). Происходит значительный рост деформаций в арматуре, что приводит к разрушению плиты.

Перейдем к рассмотрению напряженно-деформированного состояния бетона. На рис. 8 показана зависимость продольных деформаций в двух точках, находящихся на поверхности сжатой зоны, от времени нагрева.

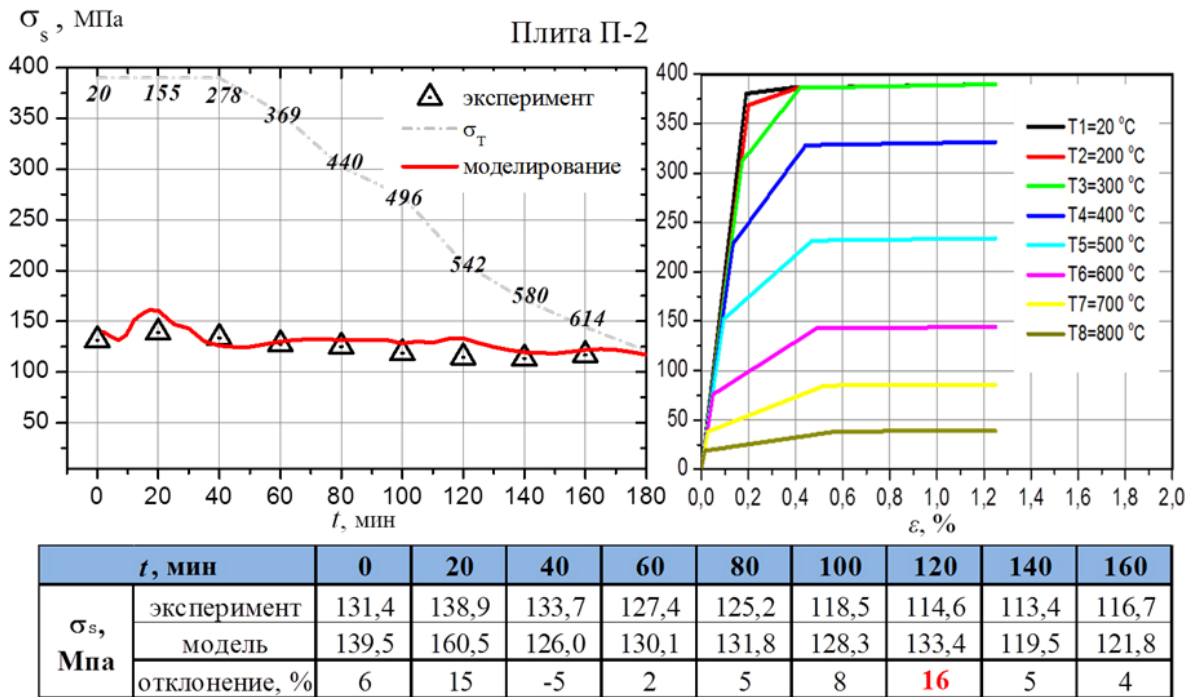


Рисунок 7 – Зависимость напряжений в арматуре плиты П-2 от времени нагрева

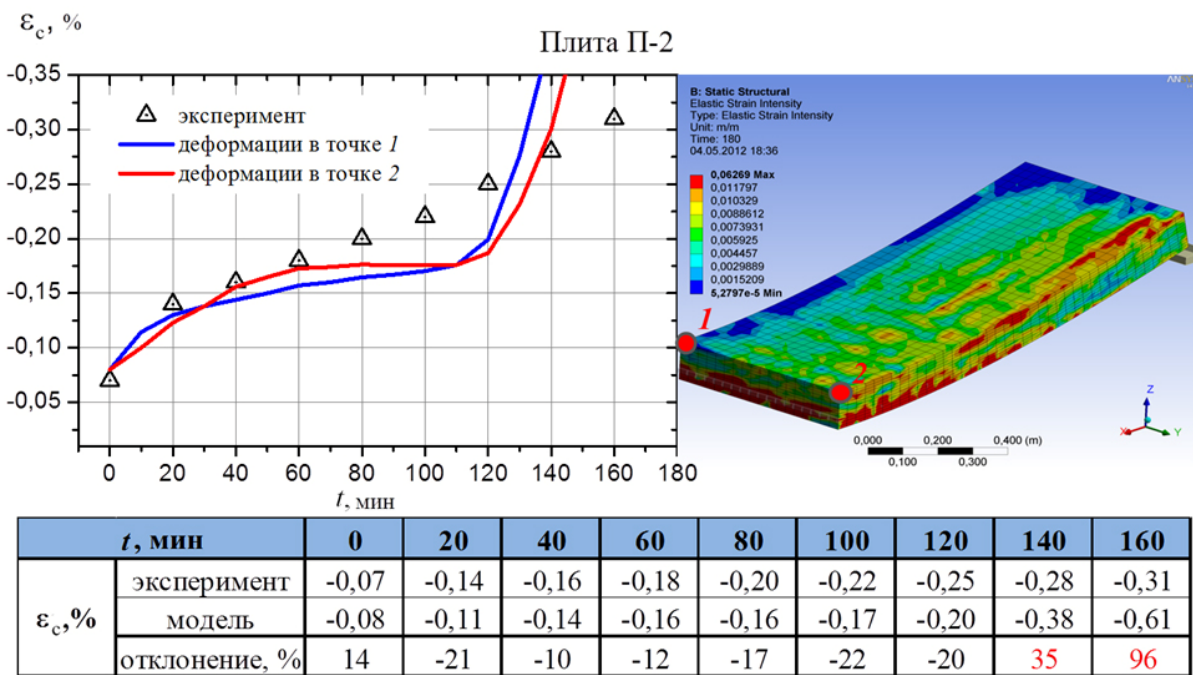
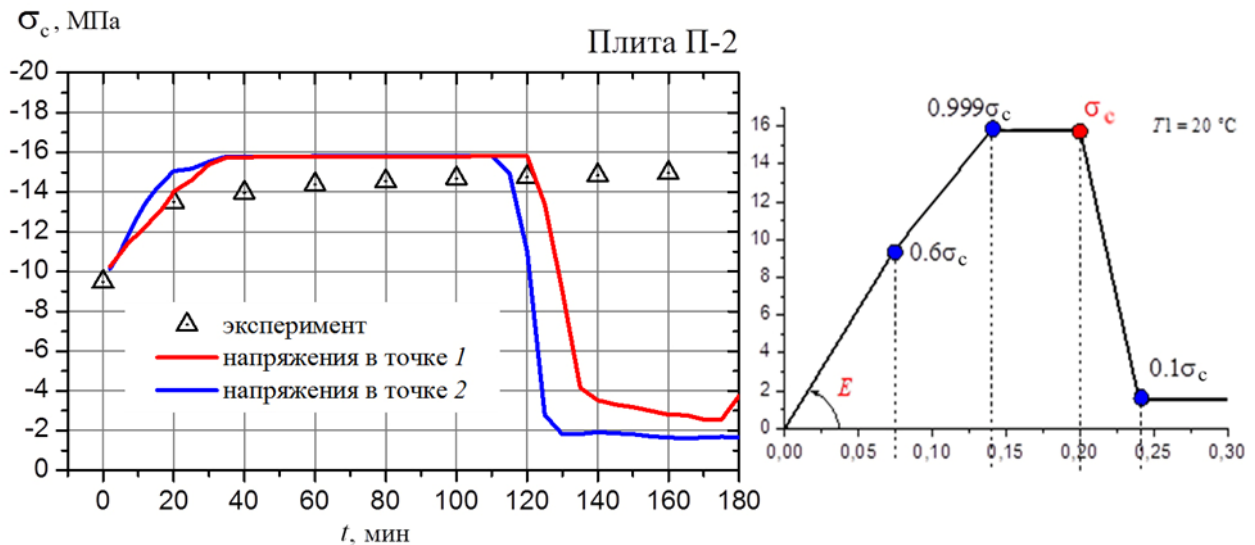


Рисунок 8 – Зависимость деформаций в крайнем и центральном сжатых волокнах бетона плиты П-2 от времени нагрева

Точка 1 соответствует крайнему сжатому волокну, точка 2 – центральному сжатому волокну (моделируется четверть плиты). Как видно из рис. 8 при времени нагрева, превышающему 80 мин. имеет место существенное отклонение результатов моделирования с результатами экспериментальных данных. Однако здесь нет никакого противоречия. Так,

экспериментальные данные показывают усредненное значение деформаций в опасном сечении. Как отмечалось выше, эти деформации определяются в середине пролета на базе 25 см, в результате замера индикаторами часового типа перемещений концов кварцевых удлинителей. Поэтому, даже если сжатая поверхность (к которой принадлежат точки 1 и 2) начнет разрушаться, то экспериментально это определить технически невозможно. При моделировании же мы имеем возможность проследить за деформациями в конкретной точке. Так, резкое увеличение деформаций в точках 1 и 2 после 120 мин. нагрева говорит о том, что бетон в этих точках начинает разрушаться. Эксперимент, конечно, этого показать не может. Процесс разрушения бетона в точках 1 и 2 хорошо виден на рис. 9, где показаны зависимости напряжений в этих точках от времени нагрева.



t , мин		0	20	40	60	80	100	120	140	160
σ_c , МПа	эксперимент	-9,5	-13,5	-14,0	-14,4	-14,5	-14,7	-14,8	-14,8	-14,9
	модель	-10,2	-14,0	-15,7	-15,8	-15,8	-15,8	-15,8	-3,5	-2,8
	отклонение, %	7	3	12	9	8	7	6	-76	-81

Рисунок 9 – Зависимость напряжений в крайнем и центральном сжатых волокнах бетона плиты П-2 от времени нагрева

На рис. 9 видно, что уже через 40 мин. нагрева напряжения в точках 1 и 2 практически достигают предела прочности бетона. Между 40 и 120 мин. нагрева напряжения в этих точках соответствуют участку плато на диаграмме сжатия бетона ($0,999\sigma_c - \sigma_c$, рис. 9, справа), т. е. бетон до 120 мин. нагрева работает по восходящей ветви модели диаграммы сжатия. После 120 мин., как видно из рис. 9, слева, происходит резкое падение напряжений, которое соответствует нисходящей ветви на модели сжатия бетона. Стоит отметить, что при построении модели сжатия бетона [16] было отмечено, что для улучшения сходимости итерационных циклов нисходящая ветвь диаграммы заканчивается не на нуле, а на напряжении $0,1\sigma_c$, что и находит свое отражение на рис. 9 при нагреве свыше 140 мин.

Важным вопросом является исследование сжатой зоны бетона. Поскольку потеря прочности плиты может происходить либо вследствие разрушения арматуры, либо вследствие разрушения сжатой зоны бетона. Изменения сжатой зоны бетона от времени нагрева показано на рис. 10 и 11.

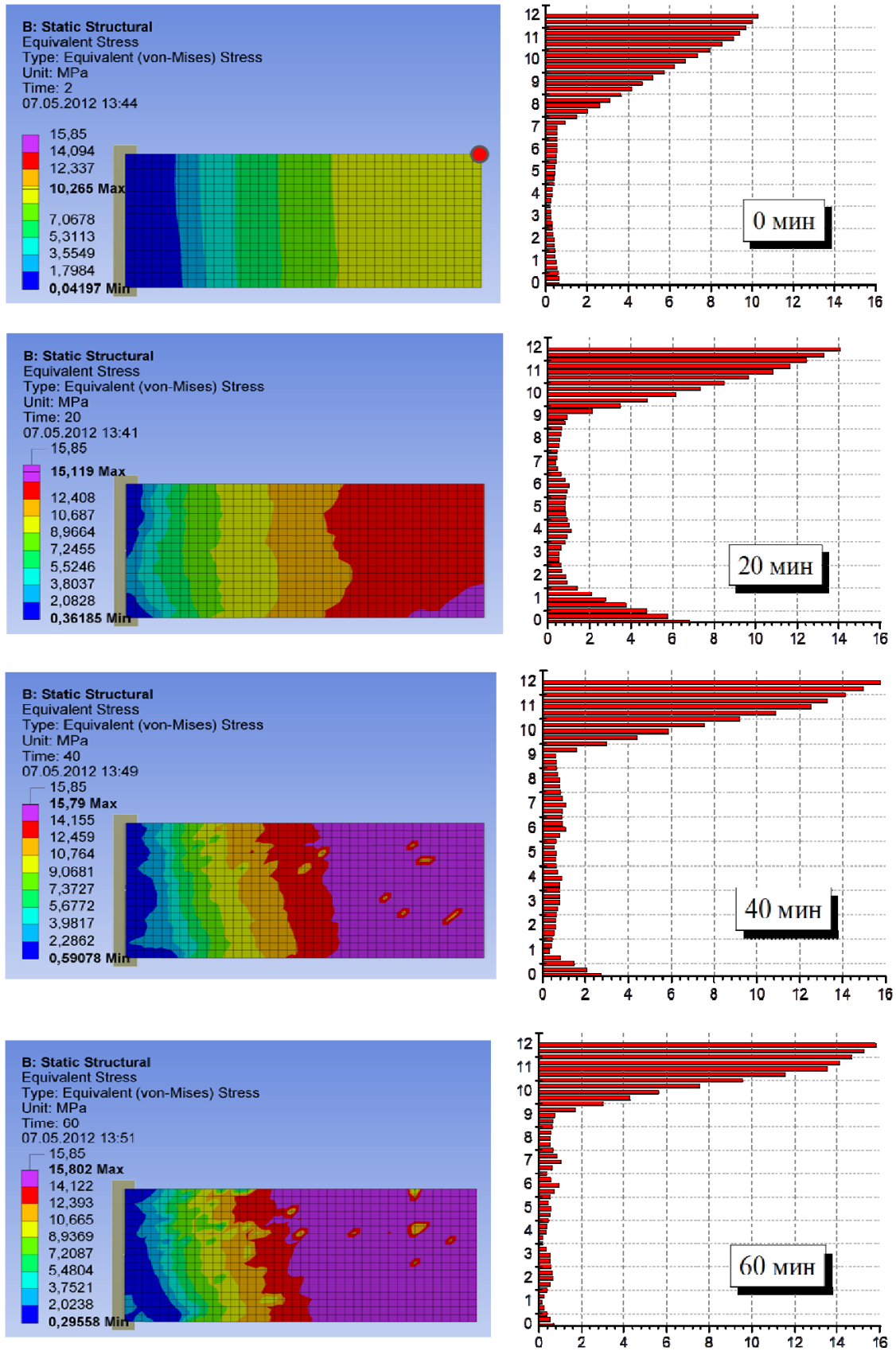


Рисунок 10 – Эквивалентные напряжения на поверхности сжатой зоны плиты П-2 (слева) и по толщине плиты (справа) при нагреве в течение 20, 40 и 60 мин.

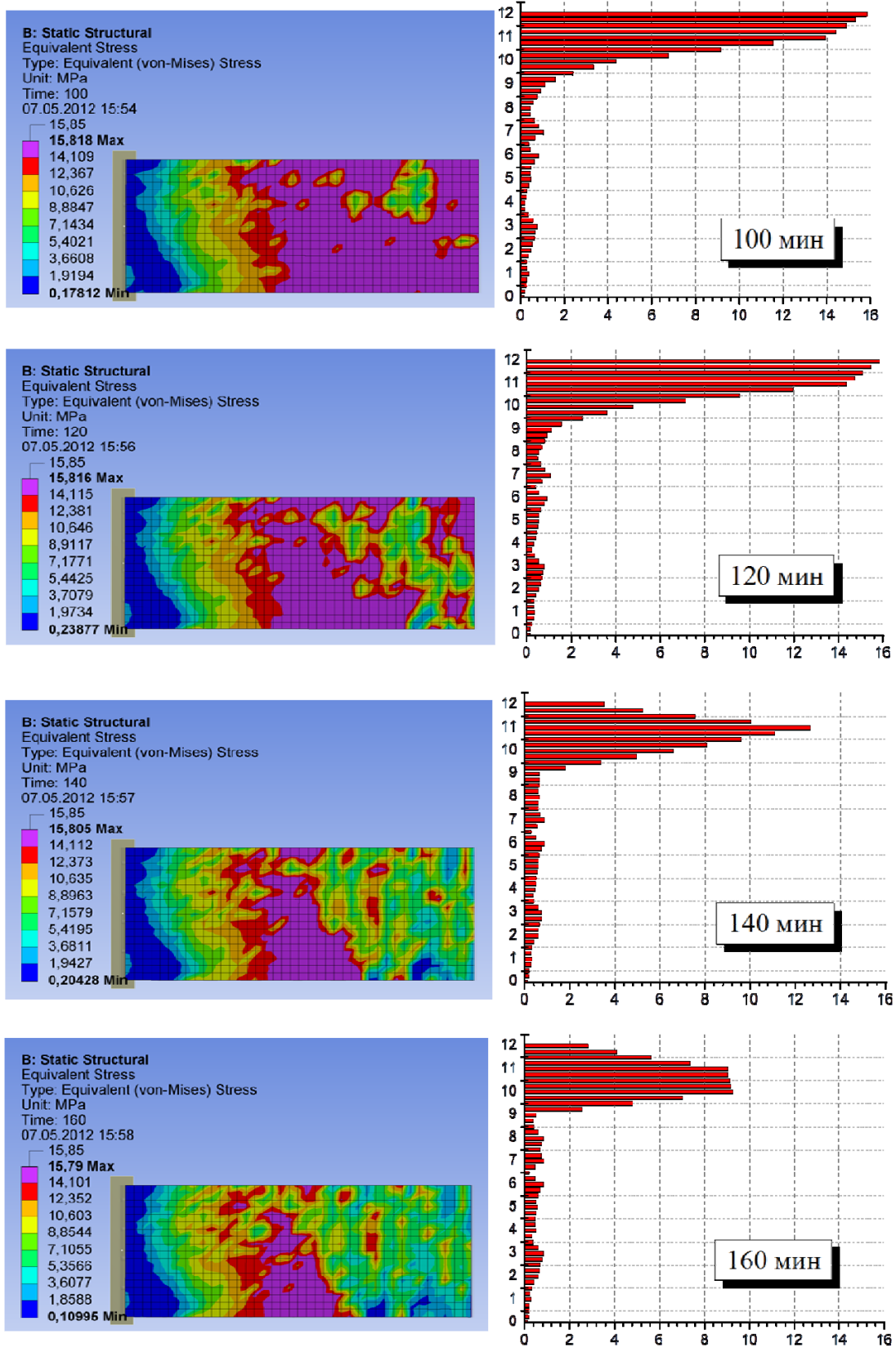


Рисунок 11 – Эквивалентные напряжения на поверхности сжатой зоны плиты П-2 (слева) и по толщине плиты (справа) при нагреве в течение 100, 120, 140 и 160 мин.

В начальный момент времени, когда к плите приложена только внешняя нагрузка, распределение напряжений по высоте сечения показано на первом рис. 10 при 0 мин. Сжатая зона занимает практически всю верхнюю часть сечения, а в нижней части сечения на растяжение работает арматура. После 20 мин. нагрева область сжатия появляется в нижней части сечения, что имеет экспериментальное подтверждение, а напряжения в верхней сжатой области растут. При дальнейшем нагреве область сжатия в нижней части сечения исчезает, а в верхней продолжает расти, что отражено на рис. 10 и 11 (60, 80, 100, 120 мин.). Через 140 мин. нагрева происходит разрушения верхних слоев сжатой зоны, напряжения уменьшаются по нисходящей ветви модели сжатия бетона. Разрушение бетона в верхних слоях сжатой зоны еще не означает потери прочности всей плиты.

Общая картина состояния поверхности плиты показана на рис. 10, 11 (слева). Фиолетовым цветом показано напряжение, соответствующее пределу прочности бетона на сжатие. На рис. 10 видно, что уже через 20 мин. нагрева на поверхности появляется область, в которой напряжения близки к пределу прочности. При дальнейшем нагреве эта область разрастается и уже через 40 мин. появляются первые очаги разрушения (напряжения в этих областях соответствуют нисходящей ветви модели сжатия бетона). Через 140 мин. нагрева (рис. 11), напряжения практически во всех точках сжатой поверхности плиты оказываются на нисходящей ветви деформирования, что практически соответствует разрушению.

Заключение

Реализованная математическая модель позволяет учесть в расчетах напряжения и деформации бетона выше критических с учетом его пластичности и возможных сдвиговых деформаций, что наиболее полно описывает поведение материала при нагружении изгибом с учетом арматуры. Результаты теоретических исследований хорошо согласуются с экспериментальными данными [15] и могут быть использованы при проведении расчетов огнестойкости железобетонных плит.

ЛИТЕРАТУРА

1. Wilson, E.L. Incompatible Displacement Models / E.L. Wilson, R.L. Taylor, W.P., Doherty, J. Ghaboussi // Numerical and Computer Methods in Structural Mechanics. edited by S.J. Fenves, et al.. Academic Press, Inc.. N. Y. and London. – 1973. – P. 43–57.
2. Taylor, R.L. A Non-Conforming Element for Stress Analysis / R.L. Taylor, P.J. Beresford, E.L. Wilson // International Journal for Numerical Methods in Engineering – 1976. – Vol. 10. – P. 1211–1219.
3. Schnobrich, W.C. Finite Element Analysis of Reinforced Concrete / W.C. Schnobrich, M. Suidan // ASCE Journal of the Structural Division. ST10. – 1973. – P. 2109–2122.
4. MacGregor, J.G. Reinforced Concrete Mechanics and Design // Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ. 1992.
5. Nawy, E.G. Prestressed Concrete: A Fundamental Approach // Prentice-Hall, Inc., Upper Saddle River, NJ. 2000.
6. Branson, D.E. Loss of Prestress, Camber and Deflection of Noncomposite and Composite Structures Using Different Weight Concrete / D.E. Branson, B.L. Meyers, K.M. Kripanarayanan // Iowa State Highway Commission, Report. – 1970. – № 70. – P. 6.
7. Shing, P.B. Ed. Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures Under Seismic Loads / P.B. Shing, T.A. Tanabe, American Society of Civil Engineers. – 2001.
8. Tavarez, F.A. Simulation of Behavior of Composite Grid Reinforced Concrete Beams Using Explicit Finite Element Methods / Master's Thesis, University of Wisconsin-Madison, Madison, Wisconsin. – 2001.

9. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-2. Общие правила определения огнестойкости [Текст] = Еўракод 2. Праектаванне жалезабетонных канструкцый. Частка 1-2. Агульныя правілы вызначэння вогнеўстойлівасці : ТКП EN 1992-1-2-2009. – Введ. 01-01-10. – Минск: М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2010. – 86 с. – (Национальный комплекс технических нормативных правовых актов в области архитектуры и строительства).
10. Ширко, А.В. Теплотехнический расчет огнестойкости элементов железобетонных конструкций с использованием программной среды ANSYS / А.В. Ширко, А.Н. Камлюк, И.И. Полевода, Н.В. Зайнудинова // Вестник Командно-инженерного института МЧС Республики Беларусь. – 2013. – № 2(18). – С. 260–269.
11. Ширко, А.В. Методика создания параметрических моделей железобетонных элементов конструкций / А.В. Ширко, А.Н. Камлюк, И.И. Полевода, А.С. Дробыш // Чрезвычайные ситуации: образование и наука. – 2013. – Т. 8, № 1. – С. 48–54.
12. Willam, K.J. Constitutive Model for Triaxial Behaviour of Concrete / K.J. Willam, E.P. Warnke // Seminar on Concrete Structures Subjected to Triaxial Stresses, International Association of Bridge and Structural Engineering Conference. – Bergamo, Italy, 1974. – P. 174.
13. Faherty, K.F. An Analysis of a Reinforced and a Prestressed Concrete Beam by Finite Element Method // Doctorate's Thesis, University of Iowa, Iowa City. – 1972.
14. Тимошенко, С.П. Соппротивление материалов: в 2 т. / пер. с англ. – М.: Наука, Т. 1: Элементарная теория и задачи, 1965. – 363 с.; Т. 2: Более сложные вопросы теории и задачи, 1965. – 480 с.
15. Левитский, Е.В. Диаграммный метод решения статической задачи расчета огнестойкости железобетонных конструкций [Электронный ресурс]: Дис. канд. техн. наук: 05.23.01. М.: РГБ, 2007. (Из фондов Российской Государственной Библиотеки).
16. Камлюк, А.Н. Модели материалов арматуры и бетона для теплотехнических и прочностных расчетов на примере российского стандарта / А.Н. Камлюк, А.В. Ширко, И.И. Полевода // Вестник Командно-инженерного института МЧС Республики Беларусь. – 2013. – № 1(17). – С.104–116.