

УДК 624.012.45

DOI 10.52928/2070-1683-2026-44-1-11-24

РАСЧЕТ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ ВОЗДЕЙСТВИИ НАГРУЗКИ И ВЫСОКОЙ ТЕМПЕРАТУРЫ

*д-р техн. наук, проф. Д.Н. ЛАЗОВСКИЙ¹⁾, канд. техн. наук, доц. Д.О. ГЛУХОВ²⁾,
канд. техн. наук, доц. А.М. ХАТКЕВИЧ³⁾, канд. техн. наук, доц. А.И. ГИЛЬ⁴⁾,
канд. техн. наук, доц. А.И. КОЛТУНОВ⁵⁾, канд. техн. наук Э. ЧАПАРАНГАНДА⁶⁾*
(^{1), 3)-5)} Полоцкий государственный университет имени Евфросинии Полоцкой,

²⁾ ООО «СофтКлуб», Минск, ⁶⁾ Ботсванский международный университет науки и технологий

¹⁾d.lazovskii@psu.by, ²⁾d.gluhov@psu.by, ³⁾a.khatkevich@psu.by, ⁴⁾a.hil@psu.by, ⁵⁾a.koltunov@psu.by, ⁶⁾katsvikisire@gmail.com

Методы расчета параметров напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов при воздействии нагрузки и высокой температуры постоянно совершенствуются. Нелинейная деформационная модель расчета для строительных конструкций (железобетонных, сталежелезобетонных, каменных и армокаменных, деревянных) при силовых, температурно-влажностных и длительных воздействиях позволяет получать параметры их напряженно-деформированного состояния на любой стадии деформирования, учитывать физическую нелинейность работы материалов, стадийность воздействий.

Выполнен анализ исследований влияния повышенных (от 50 °С до 200 °С включительно) и высоких (свыше 200 °С до 1400 °С) температур на параметры базовых точек диаграмм деформирования бетона и арматуры железобетонных элементов. Моделирование напряженно-деформированного состояния железобетонного элемента выполнялось с учетом вынужденных температурно-влажностных деформаций материалов. Проведена верификация предложенной методики для расчета параметров напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов при воздействии нагрузки и высокой температуры, а также их огнестойкости.

Ключевые слова: *нелинейная деформационная расчетная модель, напряженно-деформированное состояние, параметры базовых точек диаграмм деформирования бетона и арматуры при действии высоких температур, вынужденные температурные деформации, расчет огнестойкости железобетонных конструкций.*

Введение. При температурных воздействиях выше 100 °С на железобетонные конструкции под нагрузкой изменяются их параметры напряженно-деформированного состояния вследствие вынужденных температурных деформаций в сочетании с температурной усадкой бетона, нарушения сцепления арматуры с бетоном при разности их коэффициентов температурного расширения, изменения прочностных и деформационных характеристик материалов, что отражается на их сопротивлении силовым воздействиям.

Согласно исследованиям [1–6] первоначальная прочность бетона при сжатии сохраняется до температуры в 200–300 °С. При увеличении температуры нагрева из-за разложения гидратов цементного камня и потери минералами химически связанной воды его прочность снижается. Разрушение структуры бетона происходит не только в цементном камне, но и по контакту с заполнителем из-за разницы их температурных деформаций (наибольшими температурными деформациями обладает гранитный щебень при температуре выше 600 °С [4; 5]). При этом из-за образования микротрещин при остывании нагретого бетона продолжается его прочности [4–7]. Модуль упругости, прочность при растяжении и при растяжении с изгибом начинает уменьшаться уже при 150–200 °С [4; 5; 8]. Основное снижение физико-механических характеристик бетона происходит в период времени нагрева [5; 6; 9]. При длительном воздействии высокой температуры физико-механические характеристики бетона продолжают снижаться.

Исследования о влиянии высокотемпературного воздействия на прочность бетона при растяжении до настоящего времени весьма ограничены из-за меньшего влияния на прочность железобетонных элементов [10].

Действующие в настоящее время нормативные документы в области расчета и конструирования железобетонных конструкций при действии повышенных (от 50 °С до 200 °С включительно) и высоких (свыше 200 °С до 1400 °С) температур влияние температуры на прочностные и деформационные характеристики свойств бетона и арматуры учитывается с помощью системы корректирующих коэффициентов к их основным (базовым) характеристикам свойств при $\theta_0 = 20$ °С^{1,2,3,4}.

¹ СП 27.13330.2017. Бетонные и железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур: утв. и введ. в действие приказом М-ва стр-ва и жилищ.-коммунал. хоз-ва Рос. Федерации от 15 мая 2017 г. N 786/пр. – М.: Стандартинформ, 2017. – 106 с.

СП 21-00-00. Огнестойкость и огнесохранность железобетонных конструкций: утв. приказом М-ва стр-ва и жилищ.-коммунал. хоз-ва Рос. Федерации от 10 декабря 2019 № 790/пр. – М.: Стандартинформ, 2020. – 86 с.

СТО 36554501-006-2006. Правила по обеспечению огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций из тяжелого бетона: утв. приказом и. о. ген. директора ФГУП «НИЦ Строительство» от 20 октября 2006 г. № 156. – М.: ФГУП НИЦ «Строительство», 2006. – 83 с.

Пособие по расчету огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СТО 36554501-006-2006): утв. НИИЖБ им. А.А. Гвоздева: введ. впервые: дата введения 2008.01.01 / разработано А.Ф. Миловановым, В.В. Соломоновым, И.С. Кузнецовой [и др.]. – М.: НИИЖБ им. А.А. Гвоздева, 2008. – 213 с.

КМК 2.03.04-98. Бетонные и железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур. – Ташкент, 1998. – 115 с.

² EN 1992-1-2:2004. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules Structural fire design. – Supersedes ENV 1992-1-2:1995; This European Standard was approved by CEN on December 2004. – Brussels: CEN, 2004. – 99 p.

³ ДСТУН Б EN 1992-1-2:2012. Еврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1.2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1992.1.2:2004, IDT): затв. наказом Державного наук.-дослід. ін-ту будівельних конструкцій від 21 грудня 2012 р. № 652: введ. вперше: надано чинності 2013.07.01 / Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій». – Київ: Мінрегіон України, 2013. – 135 с.

⁴ ТКП EN 1992-1-2:2009 (02250). Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-2. Общие правила определения огнестойкости // РУП «Стройтехнорм» М-ва архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь. – Минск, 2022. – 76 с.

Температурные деформации в сочетании с деформациями температурной усадки, а также температурные усилия в статически неопределимых элементах в общем случае определяют через кривизну приведенного поперечного сечения элемента, с предварительной разбивкой на части с различной температурой нагрева [9].

В нормативных документах⁵, принятых на основе⁶, а также в исследованиях⁷ [4; 6; 7; 11–14] наряду с упрощенными методами оценки прочности железобетонных элементов при высоких температурах приводятся данные для возможности применения нелинейной деформационной модели на основе диаграмм деформирования бетона и арматуры при сжатии-растяжении. В нормативных документах⁸ аппроксимации диаграмм деформирования учитывают специфику работы под нагрузкой в сочетании с температурными воздействиями.

Расчет параметров напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов при воздействии нагрузки и температуры на основе нелинейной деформационной модели поперечных сечений позволяет получать результаты, отражающие их реальную работу с высокой степенью точности. Это достигается применением в расчете аппроксимаций диаграмм деформирования бетона и арматуры, близким к реальным [6; 7; 13–16].

Цель настоящего исследования – практическая реализация нелинейной деформационной модели к расчету параметров напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов при воздействии нагрузки и высокой температуры, а также их огнестойкости; верификация теоретических результатов.

Диаграммы деформирования бетона и арматуры при действии высокой температуры. Диаграммы деформирования бетона при кратковременном сжатии и воздействии температуры θ для нелинейной деформационной модели принимаем в соответствии с документами⁹ (рисунок 1, а) с базовыми точками: сопротивление сжатию $f_{c,\theta}$, относительная деформация, соответствующая $f_{c,\theta}$, а также предельные деформации при сжатии $\varepsilon_{c1,\theta}$. Параметры базовых точек диаграммы деформирования зависят от температуры в интервале (20; 1200) °С, вида заполнителя: карбонатный или силикатный. Ниспадающую ветвь диаграммы деформирования бетона при сжатии согласно нормативному документу¹⁰ рекомендуется принимать линейной или иной аппроксимации (при наличии экспериментальных данных для конкретного режима нагрева). В настоящем исследовании принята линейная аппроксимация ниспадающей ветви.

Аппроксимация диаграммы бетона при растяжении принята нелинейной с ниспадающей ветвью и двумя базовыми точками (в вершине диаграммы, параметры которой зависят от температуры нагрева в интервале (20; 600) °С; предельные относительные деформации растяжения ε_{cti} принимаются для нормальных температурно-влажностных условий из-за отсутствия экспериментальных данных влияния температуры) (см. рисунок 1, а).

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{c,\theta} = \frac{3\varepsilon_{c,\theta} f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta} \left(2 + \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right)}; \quad 0 \leq \varepsilon_{c,\theta} \leq |\varepsilon_{c1,\theta}|; \\ \sigma_{c,\theta} = \frac{f_{c,\theta} (\varepsilon_{c,\theta} - \varepsilon_{c1,\theta})}{\varepsilon_{ct1,\theta} - \varepsilon_{c1,\theta}}; \quad |\varepsilon_{c1,\theta}| < \varepsilon_{c,\theta} \leq |\varepsilon_{ct1,\theta}|; \\ \sigma_{ct,\theta} = f_{ct,\theta} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_{ct,\theta}}{\varepsilon_{ct1,\theta}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_{ct,\theta}}{\varepsilon_{ct1,\theta}} \right)^2 \right]; \quad 0 < \varepsilon_{ct,\theta} \leq \varepsilon_{ct1,\theta}; \\ \sigma_{ct} = \frac{f_{ct,\theta} \varepsilon_{ct1,\theta}}{\varepsilon_{ct,\theta}} = \frac{2f_{ct,\theta} \varepsilon_{cti}}{K \varepsilon_{ct,\theta}}; \quad \varepsilon_{ct1,\theta} \leq \varepsilon_{ct,\theta} \leq \varepsilon_{cti}, \end{array} \right. \quad (1)$$

где $\sigma_{c,\theta}$ ($\sigma_{ct,\theta}$) – напряжения при сжатии (растяжении) при температуре θ ;
 $\varepsilon_{c,\theta}$ ($\varepsilon_{ct,\theta}$) – относительные деформации при сжатии (растяжении) при температуре θ ;
 $\varepsilon_{c1,\theta}$ – относительные деформации бетона в вершине диаграммы деформирования при температуре θ ;
 $f_{ct,\theta} = k_{ct}(\theta) \cdot f_{ct}$ – прочность бетона при растяжении при температуре θ ;
 $f_{c,\theta}$ – призмная прочность при сжатии при температуре θ ;
 ε_{ct1} – относительные деформации в вершине диаграммы деформирования;
 ε_{cti} – предельное значение относительных деформаций бетона при растяжении.

В формуле (1) значения относительных деформаций бетона при растяжении ε_{ct1} и ε_{cti} при температуре 20 °С определяются по формулам:

$$\varepsilon_{cti} = \frac{K \cdot \varepsilon_{ct1}}{2}; \quad K = 6,4 + 0,1223 f_c. \quad (2)$$

⁵ См. сноски 3 и 4.

⁶ См. сноску 2.

⁷ Левитский Е.В. Диаграммный метод решения статической задачи расчета огнестойкости железобетонных конструкций: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Левитский Валерий Евгеньевич. – М.: МИИТ, 2006. – 23 с.

⁸ См. сноски 2, 3 и 4.

⁹ См. сноски 2, 3 и 4.

¹⁰ См. сноску 4.

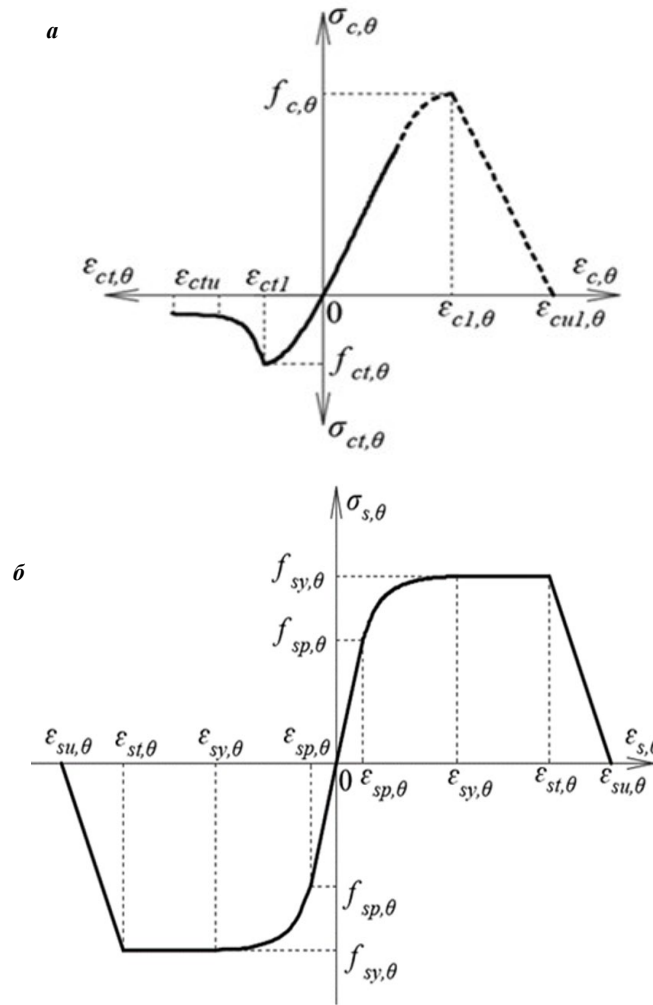


Рисунок 1. – Диаграммы деформирования при кратковременном нагружении и воздействии высоких температур бетона (а) и арматуры (б)

Диаграмма деформирования ненапрягаемой арматуры при растяжении (сжатии) железобетонных элементов под нагрузкой и температурном воздействии согласно¹¹ принимается нелинейной для восходящей ветви с горизонтальным участком и наклонной линейной нисходящей ветвью (рисунок 1, б). Диаграмма деформирования арматуры определяется тремя параметрами, зависящими от температуры θ : модулем упругости $E_{s,\theta}$; пределом пропорциональности $f_{sp,\theta}$; максимальным уровнем напряжений $f_{sy,\theta}$.

$$\begin{cases} \sigma_{s,\theta} = \varepsilon_{s,\theta} E_{s,\theta}; & 0 \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{sp,\theta} \\ \sigma_{s,\theta} = f_{sp} - c + \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{s,\theta})^2}; & \varepsilon_{sp,\theta} < \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{sy,\theta}; \\ \sigma_{s,\theta} = f_{sy,\theta}; & \varepsilon_{sy,\theta} < \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{st,\theta}; \\ \sigma_{s,\theta} = f_{sy} \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{s,\theta} - \varepsilon_{st,\theta}}{\varepsilon_{su,\theta} - \varepsilon_{st,\theta}} \right); & \varepsilon_{st,\theta} < \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{su,\theta}; \\ \sigma_{s,\theta} = 0; & \varepsilon_{s,\theta} = \varepsilon_{su,\theta}, \end{cases} \quad (3)$$

где $\sigma_{s,\theta}$ – напряжения при сжатии (растяжении) при температуре θ ;
 $\varepsilon_{s,\theta}$ – относительные деформации при сжатии (растяжении) при температуре θ ;
 $\varepsilon_{sp,\theta}$ – относительные деформации, соответствующие пределу пропорциональности $f_{sp,\theta}$ при температуре θ ;
 $\varepsilon_{sy,\theta}$ – относительные деформации, соответствующие началу площадки текучести при напряжении предела текучести $f_{sy,\theta}$ при температуре θ ;
 $\varepsilon_{st,\theta}$ – относительные деформации, соответствующие концу площадки текучести при напряжении предела текучести $f_{sy,\theta}$ при температуре θ ;

¹¹ См. сноску 2.

$\varepsilon_{su,\theta}$ – предельные относительные деформации арматуры при растяжении при температуре θ ;
 f_{sp} и f_{sy} – предел пропорциональности и предел текучести арматуры при нормальной (около 20 °С) температуре.

В формуле (3) вспомогательные переменные a , b , c определяются следующими выражениями:

$$\begin{aligned} a^2 &= \varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta} \left(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta} + \frac{c}{E_{s,\theta}} \right); \\ b^2 &= c \cdot (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) \cdot E_{s,\theta} + c^2; \\ c &= \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) E_{s,\theta} - 2(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}. \end{aligned} \quad (4)$$

Температурные деформации бетона и арматуры. Нелинейная деформационная расчетная модель железобетонных элементов при совместном силовом и высокотемпературном воздействиях позволяет учесть дополнительные вынужденные температурные деформации из-за разности коэффициентов температурного расширения бетона и арматуры, которые не проявляются в работе железобетона в обычных условиях. При этом принимаем условие совместности деформаций арматуры и бетона (справедлива гипотеза плоских сечений для распределения средних относительных деформаций по поперечному сечению железобетонного элемента) [16–17].

Аналогично [3; 7; 15–17] суммарные температурные деформации вычисляются как сумма составляющих для бетона и арматуры (для бетона и арматуры обратимые деформации температурного расширения $\varepsilon_c(\theta)$ и $\varepsilon_s(\theta)$; для бетона также необратимые деформации температурной усадки $\varepsilon_{cs}(\theta)$ с коэффициентом температурной усадки $\alpha_{cs}(\theta)$ [13]:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cs}(\theta) &= (\varepsilon_c(\theta) - \varepsilon_{cs}(\theta)) + \varepsilon_s(\theta); \\ \varepsilon_{cs}(\theta) &= \alpha_{cs}(\theta) \cdot \Delta T. \end{aligned} \quad (5)$$

Температурная деформация бетона при температуре θ °С, отсчитываемой от температуры 20 °С, вычисляется по следующим выражениям¹²:

– для силикатных заполнителей

$$\begin{aligned} \varepsilon_c(\theta) &= -1,8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6} \cdot \theta + 2,3 \cdot 10^{-11} \cdot \theta^3 \quad \text{при } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 700^\circ\text{C}; \\ \varepsilon_c(\theta) &= 14 \cdot 10^{-3} \quad \text{при } 700^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C}; \end{aligned} \quad (6)$$

– для карбонатных заполнителей

$$\begin{aligned} \varepsilon_c(\theta) &= -1,2 \cdot 10^{-4} + 6 \cdot 10^{-6} \cdot \theta + 1,4 \cdot 10^{-11} \cdot \theta^3 \quad \text{при } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 805^\circ\text{C}; \\ \varepsilon_c(\theta) &= 12 \cdot 10^{-3} \quad \text{при } 805^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C}. \end{aligned} \quad (7)$$

Температурная деформация ненапрягаемой арматуры при температуре θ °С, отсчитываемой от температуры 20 °С, согласно [17] вычисляется по следующим выражениям:

$$\begin{aligned} \varepsilon_s(\theta) &= -2,416 \cdot 10^{-4} + 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta + 0,4 \cdot 10^{-8} \cdot \theta^2 \quad \text{при } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 750^\circ\text{C}; \\ \varepsilon_s(\theta) &= 11 \cdot 10^{-3} \quad \text{при } 750^\circ\text{C} < \theta \leq 860^\circ\text{C}; \\ \varepsilon_s(\theta) &= -6,2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta \quad \text{при } 860^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C}. \end{aligned} \quad (8)$$

Следует отметить, что дополнительная температурная усадка бетона при повышенных температурах развивается при постепенном высыхании бетонных конструкций от начальной влажности до равновесной с окружающей средой при повышенных температурах. В нормативных документах¹³ для расчета огнестойкости железобетонных конструкций эта составляющая не учитывается.

Учитывая, что значения температурных деформаций зависят от температуры, которая распределяется по поперечному сечению железобетонного элемента неравномерно, и отсутствия нарушения сплошности бетона, в предположении применимости гипотезы плоских сечений вынужденные температурные деформации $\varepsilon_c(\theta)$ усредняются: для температурного воздействия θ °С со всех наружных граней элемента – в виде прямоугольной эпюры; для неравномерного по поверхности температурного воздействия – с градиентом относительных деформаций в виде трапецевидной эпюры. Температурно-влажностные воздействия в виде вынужденных усредненных деформаций от температурной усадки и температурного расширения бетона (как разность с температурным

¹² См. сноску 4.

¹³ См. сноски 2 и 4.

расширением арматуры) учитываются в нелинейной деформационной расчетной модели наложением на бетон расчетного поперечного сечения железобетонного элемента вынужденных дополнительных относительных деформаций усадки бетона $\varepsilon_{cs}(\theta)$ [16–17].

Расчет напряженно-деформированного состояния при совместном силовом и температурно-влажностном воздействии. Определение параметров напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов при действии нагрузки и температуры в общем случае с момента времени его изготовления предполагает, кроме силового воздействия, учет вынужденных необратимых деформаций усадки бетона при его твердении $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$, имеющего возраст t_s к началу воздушно-сухого хранения, к моменту времени высокотемпературного воздействия t , а также суммарные деформации $\varepsilon_{cs}(\theta)$ температурной усадки и температурного расширения бетона и арматуры при температуре θ °С (выражение (5)).

Для реализации нелинейной расчетной деформационной модели при воздействии силовых факторов (в общем случае: M_x, M_y, N) и высокой температуры θ °С поперечное сечение железобетонного элемента разбивается на элементарные площадки бетона и арматуры. Для каждой элементарной площадки в зависимости от распределения температуры θ °С по поперечному сечению (определяется теплотехническим расчетом) устанавливаются параметры базовых точек диаграмм деформирования бетона и арматуры.

Расчет напряженно-деформированного состояния на основе нелинейной деформационной модели производится в два этапа. На первом этапе рассматривается незагруженный внешней нагрузкой железобетонный элемент. При действии усадочных деформаций $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ и деформаций температурной усадки $\varepsilon_{cs}(\theta)$ в арматуре возникают деформации сжатия, а в бетоне – деформации растяжения. Наложение деформаций температурного расширения из-за превышения значения коэффициента температурного расширения арматуры $\alpha_s(\theta)$ над аналогичным коэффициентом для бетона $\alpha_c(\theta)$ при температуре θ °С [15] приводит к увеличению значений относительных деформаций сжатия в арматуре $\varepsilon_s(\theta)$ и относительных деформаций растяжения в бетоне $\varepsilon_c(\theta)$. С позиций нелинейной деформационной модели на первом этапе рассматривается поперечное сечение железобетонного элемента, состоящее только из арматурных стержней, для которого справедлива гипотеза плоских сечений, и на который действует, в общем случае, внецентренно приложенное сжимающее усилие от суммарного температурно-влажностного воздействия бетона. В результате расчета определяются относительные деформации в стержнях арматуры, а также дополнительные относительные деформации элементарных площадок бетона. Полученные на первом этапе расчета относительные деформации железобетонного элемента будут являться исходными на последующих стадиях его работы.

В общем случае расчета параметров напряженно-деформированного состояния железобетонного элемента в момент времени t при высокотемпературном воздействии $\theta(x, y)$ °С в двух плоскостях силового воздействия система уравнений, состоящая из уравнений равновесия и гипотезы плоских сечений, описывающей положение плоскости распределения относительных деформаций по его поперечному сечению, на первой стадии расчета имеет вид:

$$\begin{cases} \iint \sigma(\varepsilon(x, y, \theta)_I)(x - x_0) dx dy = 0; \\ \iint \sigma(\varepsilon(x, y, \theta)_I)(y - y_0) dx dy = 0; \\ \iint \sigma(\varepsilon(x, y, \theta)_I) dx dy = 0; \\ \varepsilon(x, y, \theta)_I = \varepsilon_z + 1/r_x(x - x_0) + 1/r_y(y - y_0) + \varepsilon_{cs}(t, t_s) + \varepsilon_{cs}(\theta(x, y)), \end{cases} \quad (9)$$

где $\sigma(x, y, \theta)$, $\varepsilon(x, y, \theta)_I$ – нормальные напряжения, относительные деформации на первой стадии расчета в элементарной площадке бетона, арматуры с координатами (x, y) при температуре $\theta(x, y)$;

x_0 и y_0 – координаты центра тяжести поперечного сечения железобетонного элемента;

$1/r_x$ и $1/r_y$ – кривизна продольной оси железобетонного элемента относительно соответственно оси x и y ;

ε_z – относительная деформация от действия усилия усадки бетона, соответствующая его центральному приложению;

$\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ – относительные деформации усадки бетона при его твердении;

$\varepsilon_{cs}(\theta(x, y))$ – суммарные относительные деформации температурного расширения и температурной усадки бетона в элементарной площадке с координатами (x, y) .

На втором этапе расчета система уравнений для расчета параметров напряженно-деформированного состояния сжатого железобетонного элемента в двух плоскостях имеет вид:

$$\begin{cases} \iint \sigma(\varepsilon(x, y, \theta)_{II})(x - x_0) dx dy = M_x; \\ \iint \sigma(\varepsilon(x, y, \theta)_{II})(y - y_0) dx dy = M_y; \\ \iint \sigma(\varepsilon(x, y, \theta)_{II}) dx dy = N; \\ \varepsilon(x, y, \theta)_{II} = \varepsilon_{zN} + 1/r_x(x - x_0) + 1/r_y(y - y_0) + \varepsilon(x, y, \theta)_I, \end{cases} \quad (10)$$

где $\sigma(x, y, \theta)_{II}$, $\varepsilon(x, y, \theta)_{II}$ – нормальные напряжения, относительные деформации на второй стадии расчета в элементарной площадке бетона, арматуры с координатами (x, y) и температурой $\theta(x, y)$ °С;

ε_{zN} – относительная деформация в центре тяжести поперечного сечения от действия продольного сжимающего усилия;

$\varepsilon(x, y, \theta)_I$ – относительные деформации в элементарной площадке бетона, арматуры с координатами (x, y) и температурой $\theta(x, y)$ °С, вычисленные на первом этапе расчета.

Потенциал нелинейной деформационной модели в изложенной постановке позволяет для железобетонных элементов при воздействии внешней нагрузки и высокой температуры решать три типа задач:

1) при заданных внешней нагрузке (M_x, M_y, N) и распределении высокой температуры $\theta(x, y)$ °С по поперечному сечению получать картину напряженно-деформированного состояния железобетонного элемента в рассматриваемом поперечном сечении;

2) при заданном распределении высокой температуры $\theta(x, y)$ °С по поперечному сечению получать предельные внутренние усилия (M_{ix}, M_{iy}, N_{ii}), воспринимаемые железобетонным элементом в рассматриваемом поперечном сечении;

3) при заданных внешней нагрузке (M_x, M_y, N) и изменении распределения высокой температуры $\theta(x, y, t)$ °С по поперечному сечению с течением времени t получать предел времени сопротивления t_u железобетонного элемента силовому и температурному воздействию (например, огнестойкость при пожаре).

При решении первого типа задач алгоритм решения системы уравнений (10) предусматривает при заданных усилиях и значениях высокой температуры определение методом последовательных приближений распределения относительных деформаций и нормальных напряжений по поперечному сечению железобетонного элемента с заданной точностью решения уравнений равновесия (внутренний цикл). Решение задач второго и третьего типа выполняется последовательным увеличением: действующих усилий при заданном значении температуры (задача второго типа); времени теплового воздействия (температуры в каждой элементарной площадке (задача третьего типа) с реализацией на каждом этапе расчета внутреннего цикла. Критерием окончания процесса расчета является максимальное значение внутренних усилий (задача второго типа) или времени высокотемпературного воздействия (задача третьего типа), при котором процесс последовательных приближений внутреннего цикла сходится с заданной точностью.

Верификация нелинейной деформационной расчетной модели при действии высоких температур.

Практическое моделирование напряженно-деформированного состояния железобетонного элемента при действии вынужденных температурных деформаций проведем на примере центрально нагруженной железобетонной колонны круглого поперечного сечения диаметром 300 мм из бетона класса С30/37 ($f_{ck}=30$ МПа; $f_{ctk}=2,9$ МПа; $E_c=33$ ГПа) с силикатным заполнителем и продольной арматурой 8ø16 S500 ($f_{yk}=500$ МПа; $E_s=2 \cdot 10^5$ МПа) класса N с расстоянием от центра тяжести стержня арматуры до наружной поверхности 30 мм. Распределение температуры θ °С по поперечному сечению колонны принимаем в соответствии с нормативным документом¹⁴ при 30-минутном воздействии стандартного пожара (R 30) (рисунок 2).

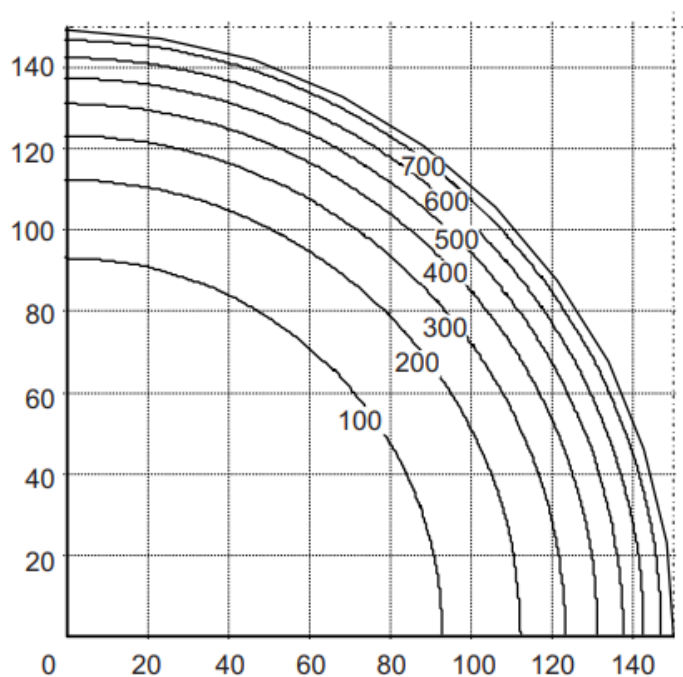


Рисунок 2. – Температурные профили круглой колонны диаметром 300 мм – R 30¹⁵

¹⁴ См. сноску 4.

¹⁵ См. сноску 4.

По таблицам документа¹⁶ определяем параметры базовых точек диаграмм деформирования бетона и арматуры при конкретном значении температуры $\theta(x,y)$ °С на рассматриваемом участке поперечного сечения колонны. По формулам (6) в зависимости от значения температуры вычисляем относительные деформации температурного расширения бетона $\varepsilon_c(\theta)$ для каждого участка. Находим усредненные относительные деформации бетона $\varepsilon_c(\theta)$ в поперечном сечении по формуле:

$$\varepsilon_c(\theta) = \frac{\sum(\varepsilon_{c,i}(\theta) \cdot A_{c,i})}{\sum A_{c,i}}, \quad (11)$$

где $A_{c,i}$ – площадь поперечного сечения i -го участка бетона.

Усредненные по поперечному сечению колонны относительные температурные деформации бетона равны $\varepsilon_c(\theta)=2,71 \cdot 10^{-3}$. Относительные температурные деформации арматуры, находящейся в зоне действия температуры $\theta=300$ °С, вычисляем по формулам (8): $\varepsilon_s(\theta)=3,72 \cdot 10^{-3}$. Тогда суммарные вынужденные относительные деформации для рассматриваемого железобетонного элемента равны:

$$\varepsilon_{\Sigma}(\theta) = \varepsilon_c(\theta) - \varepsilon_s(\theta) = 2,71 \cdot 10^{-3} - 3,72 \cdot 10^{-3} = -1,01 \cdot 10^{-3}.$$

Результаты первой стадии расчета параметров напряженно-деформированного состояния в поперечном сечении круглой колонны и при действии вынужденных температурных деформаций и отсутствии силового воздействия, в их физической интерпретации аналогично документу¹⁷, представлены на рисунке 3. Полученные на первой стадии расчета относительные деформации каждой элементарной площадки бетона и арматуры используются при расчете на второй стадии в системе уравнений (10).

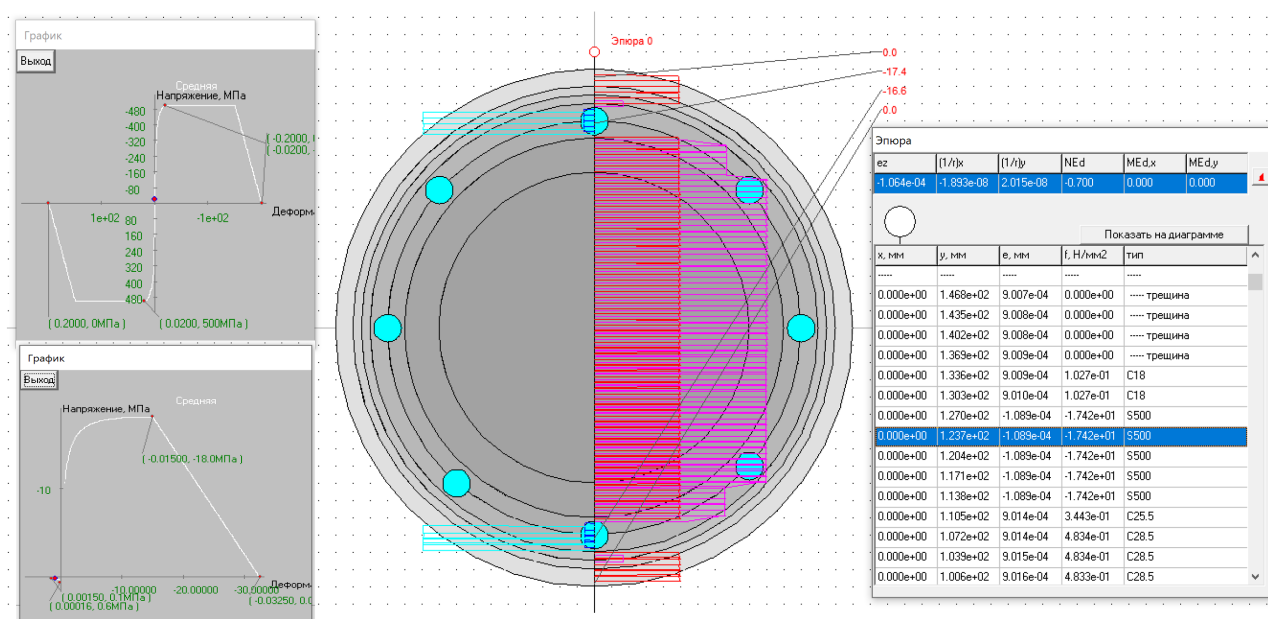


Рисунок 3. – Параметры напряженно-деформированного состояния в поперечном сечении круглой колонны при стандартном воздействии пожара в течение $t=30$ мин без силового воздействия (бетон растянут, в защитном слое бетона ($\theta=700$ °С) образование трещин нормального отрыва; арматура сжата)

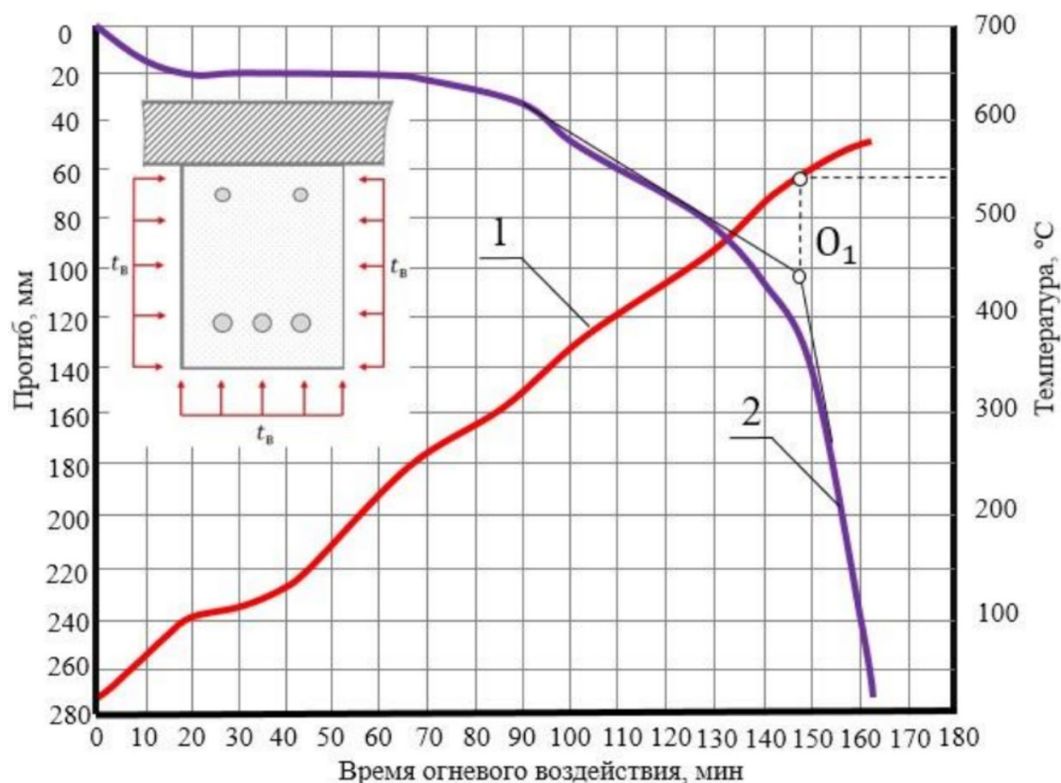
Проверку расчетной несущей способности железобетонных элементов при воздействии высокой температуры пожара (второй тип задач) выполним на примере опытной железобетонной балки, которая во время огневого испытания подвергалась трехстороннему высокотемпературному воздействию стандартного температурного режима пожара. Испытание на огнестойкость проводилось с использованием статически определимой железобетонной балки с размером поперечного сечения 210×410 мм, пролет балки составлял 6,0 м. Балка армирована рабочей арматурой: в растянутой зоне – $3\text{Ø}16$ класса А-I; в сжатой зоне – $2\text{Ø}12$ класса А-I. Объемный вес бетона класса В20 составляет 2330 кг/м^3 , влажность бетона 4%, заполнитель – известняк, защитный слой бетона – 50 мм¹⁸ [17]. Огневое

¹⁶ См. сноску 4.

¹⁷ См. сноску 4.

¹⁸ Яковлев А.И. Основы расчета огнестойкости железобетонных конструкций: дис. ... д-ра техн. наук: 05.26.01 / Яковлев Анатолий Иванович; ЦНИИ противопожар. обороны МООН РСФСР. – М., 1966. – 168 л.

испытание проводилось до потери несущей способности. Время до потери несущей способности (предел огнестойкости) балки определялось по кривой прогиба балки путем нахождения точки O_1 – пересечение двух касательных, проведенных к кривой прогиба до начала и в период его резкого увеличения^{19,20}. Разрушение балки происходило плавно из-за текучести арматуры растянутой зоны. Результаты огневого испытания эталонной балки представлены на рисунке 4 в виде усредненной температуры прогрева трех стержней рабочей арматуры балки (кривая 1 на рисунке 4) и кривой развития прогиба балки (кривая 2 на рисунке 4). Значение фактического предела огнестойкости эталонной железобетонной балки по результатам огневого испытания составило R146²¹.



1 – усредненная температура стержней рабочей арматуры; 2 – прогиб балки

Рисунок 4. – Результаты огневого испытания свободно опертой железобетонной балки²²

Вычисляем предельный по прочности изгибающий момент для рассматриваемой балки в ее исходном состоянии при нормальной температуре при $f_{ck}=16$ МПа; $f_{yk}=235$ МПа; $E_c=23 \cdot 10^3$ МПа. В результате расчета: $M_u=46,202$ кНм (рисунок 5). Расчетный (начальный) прогиб балки при характеристических значениях усилий ($\approx 0,7M_u=32,3$ кНм) для равномерно распределенной нагрузки вычисляем исходя из кривизны $1/r=3,302 \cdot 10^{-6}$ мм⁻¹ по формуле:

$$a_{\max,o} = \frac{5}{48}(1/r)l_{eff}^2 = \frac{5}{48}(3,302 \cdot 10^{-6}) \cdot 5800^2 = 11,6 \text{ мм.}$$

Распределение температуры θ °C по поперечному сечению балки принимаем в соответствии с ближайшим по размеру профилем балки 400×600 мм по нормативному документу²³ при 120-минутном воздействии стандартного пожара (R 120) (рисунок 6). Усредненную температуру стержней рабочей арматуры в зоне действия температуры $\theta=430$ °C принимаем из работ²⁴ (см. рисунок 4). Она соответствует данным, полученным при испытании опытной балки.

¹⁹ См. сноску 18.

²⁰ Фёдоров В.Ю. Огнестойкость железобетонных балок с учетом их технического состояния в условиях эксплуатации: дис. ... канд. техн. наук: 05.26.01 / Фёдоров Владимир Юрьевич; Академия Государственной противопожарной службы Министерства по делам гражданской обороны, чрезвычайным ситуациям и ликвидации последствий стихийных действий РСФСР. – М., 2021 – 176 л.

²¹ См. сноски 18 и 20.

²² См. сноски 18 и 20.

²³ См. сноску 4.

²⁴ См. сноски 18 и 20.

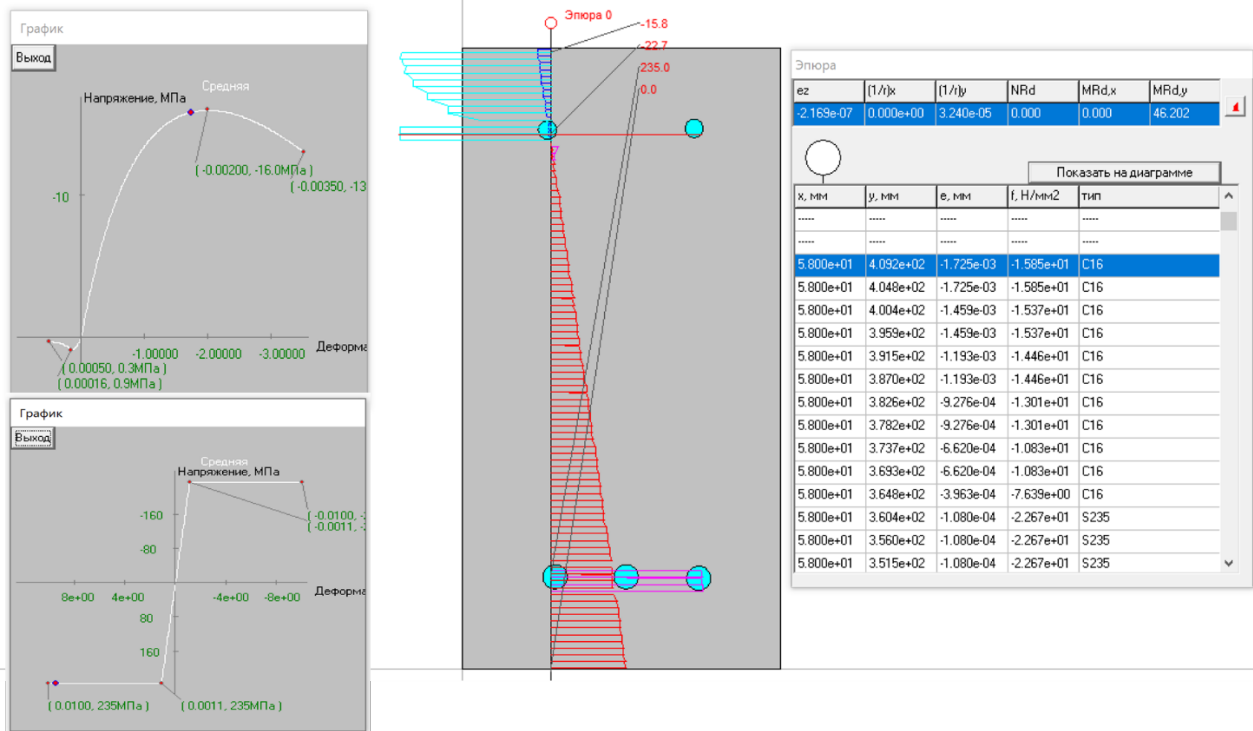


Рисунок 5. – Результаты вычисления предельного по прочности изгибающего момента балки в исходном состоянии при нормальной температуре

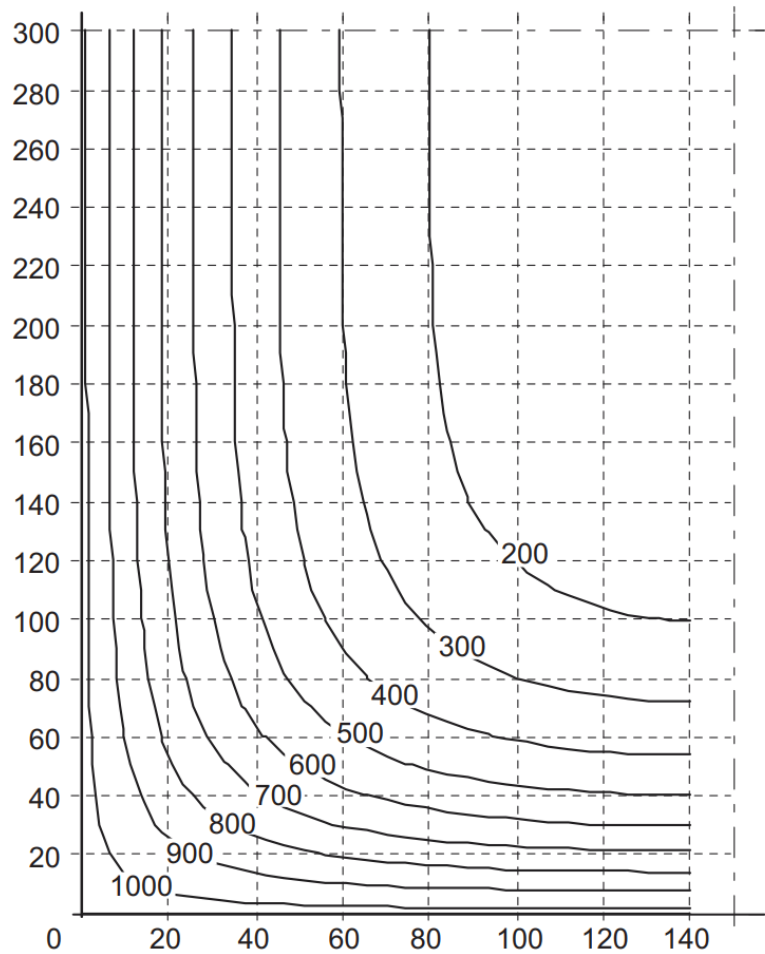


Рисунок 6. – Температурные профили балки $h \times b = 600 \times 300$ мм – R 120 [17]

Аппроксимации диаграмм деформирования бетона и арматуры с учетом влияния температурных воздействий на параметры базовых точек приведены на рисунке 7.

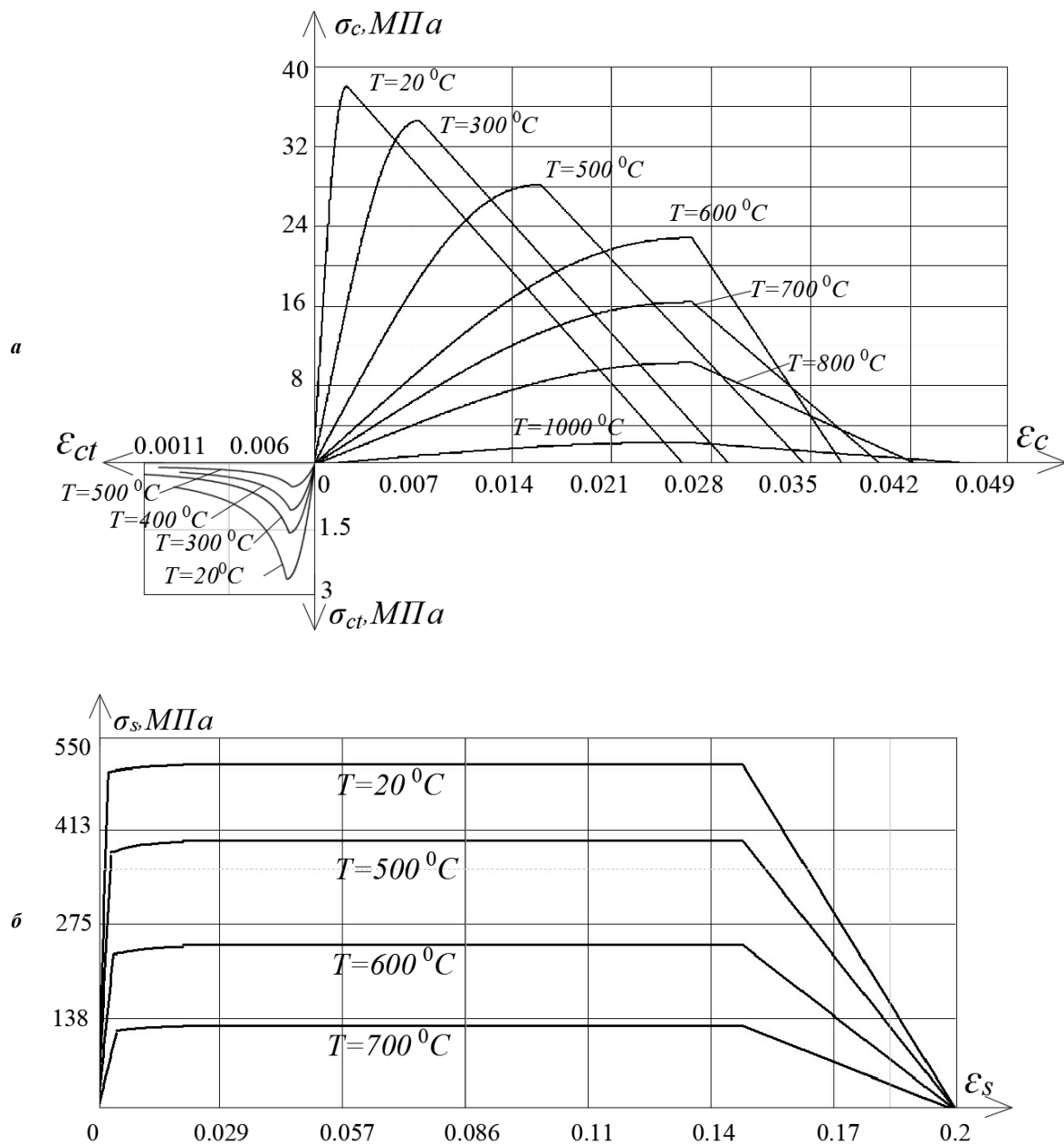


Рисунок 7. – Диаграммы деформирования при кратковременном нагружении и воздействии высоких температур бетона (а) и арматуры (б)

Вычисляем предельный по прочности изгибающий момент для рассматриваемой балки при стандартном воздействии пожара в течение $t=120$ мин (рисунок 8).

В результате расчета: $M_{ii}=37,589 \text{ кНм} > 32,3 \text{ кНм}$. Дополнительный прогиб балки при характеристических значениях усилий ($\approx 0,7M_{ii}=32,3 \text{ кНм}$) для равномерно распределенной нагрузки исходя из кривизны $1/r=2,747 \cdot 10^{-5} \text{ мм}^{-1}$ равен:

$$a_{\max, \theta} = \frac{5}{48} (2,417 \cdot 10^{-5}) \cdot 5800^2 - 11,6 = 73,1 \text{ мм.}$$

Это соответствует экспериментальному значению прогиба опытной балки при воздействии пожара в течение $t=120$ мин (см. рисунок 4). Расхождение составляет $[(73,1-70)/70] \cdot 100\% = 4,4\%$.

Аналогично выполняем расчет предельного по прочности изгибающего момента для рассматриваемой балки при стандартном воздействии пожара в течение $t=180$ мин (рисунок 9). Усредненную температуру стержней рабочей арматуры в зоне действия температуры $\theta=620$ °С принимаем из линейной экстраполяции графика усредненной температуры (см. рисунок 4).

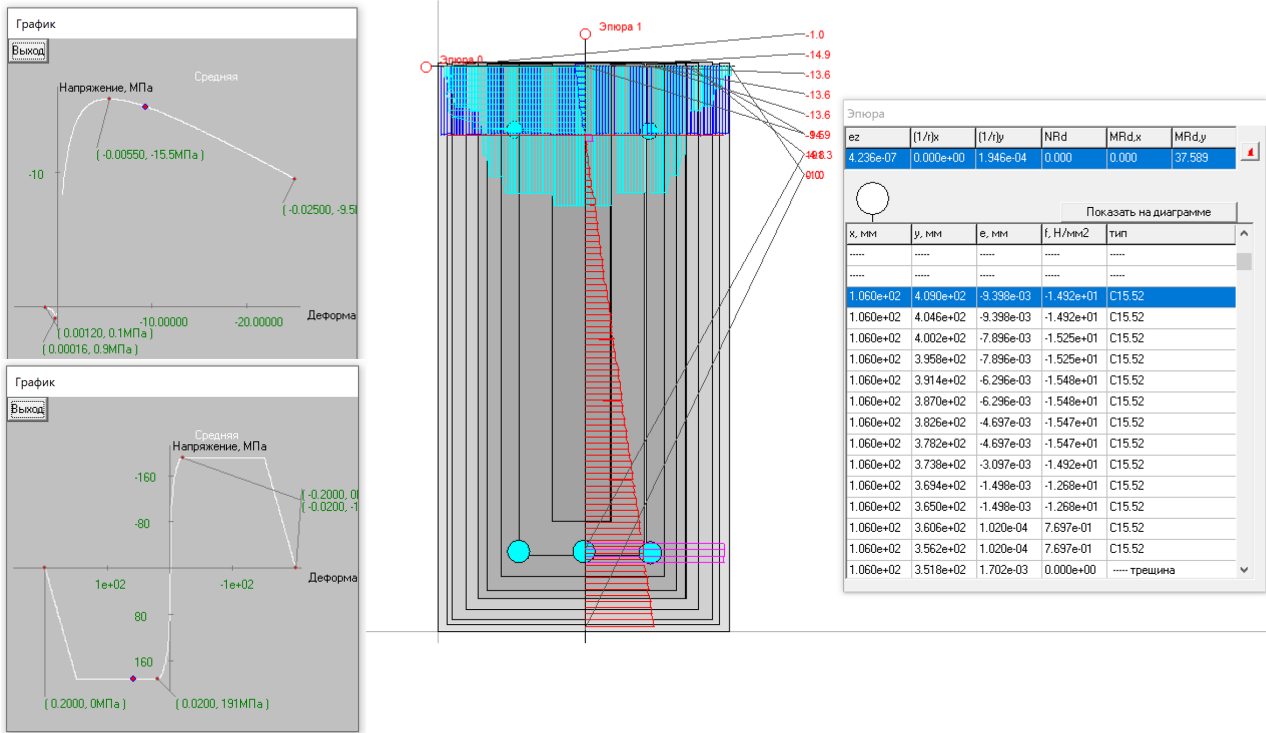


Рисунок 8. – Результаты вычисления предельного по прочности изгибающего момента балки при стандартном воздействии пожара в течение $t=120$ мин

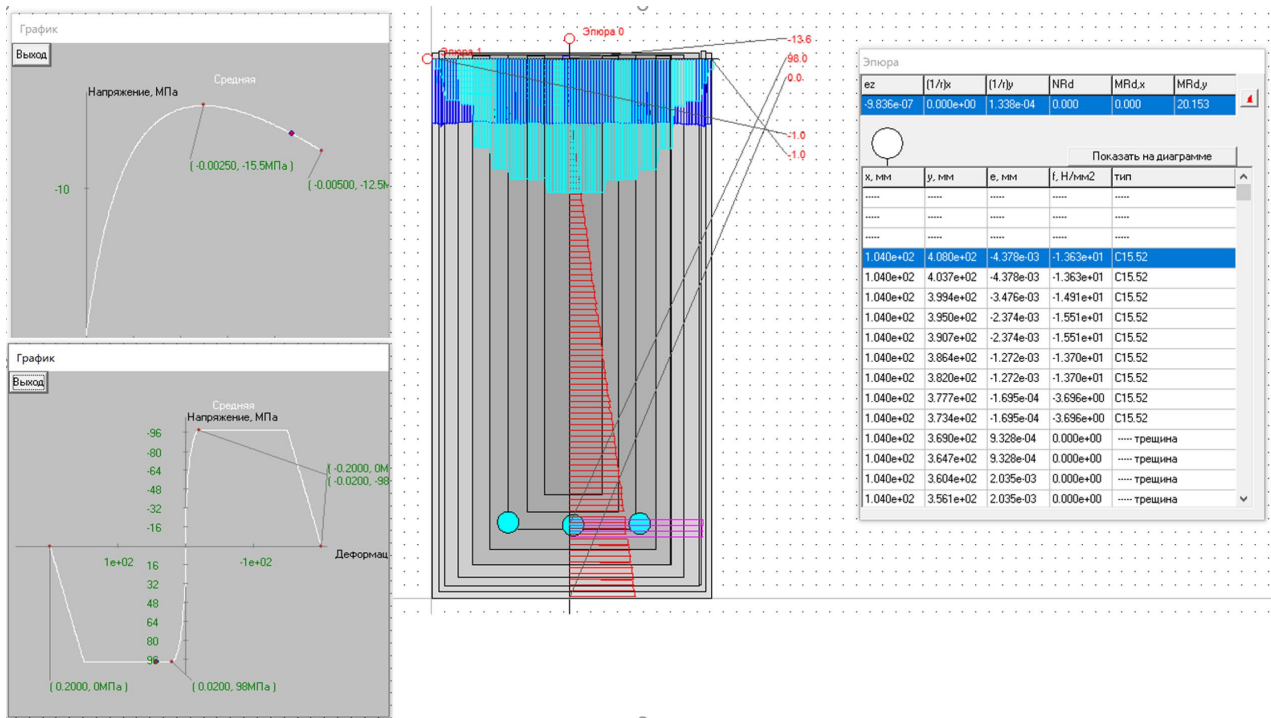


Рисунок 9. – Результаты вычисления предельного по прочности изгибающего момента балки при стандартном воздействии пожара в течение $t=180$ мин

В результате расчета предельное значение изгибающего момента при стандартном воздействии пожара в течение $t=180$ мин равно $M_u=20,153$ кНм $< 32,3$ кНм – разрушение балки с текучестью рабочей арматуры. Аналогично рекомендациям²⁵, вычисляем интерполяцией момент времени, когда фактическая несущая способность балки будет равна 32,3 кНм:

$$t_u = 120 + \frac{37,589 - 32,3}{37,589 - 20,153}(180 - 120) = 138,2 \text{ мин.}$$

Расхождение предела огнестойкости опытной балки²⁶, рассчитанного по предлагаемой методике на основе диаграмм деформирования бетона и арматуры²⁷ и нелинейной деформационной расчетной модели, с результатом эксперимента составляет $[(146 - 138,2)/138,2] \cdot 100\% = 5,6\%$.

Заключение. Проведенный анализ исследований показал, что высокая температура оказывает существенное влияние на параметры базовых точек диаграмм деформирования бетона и арматуры железобетонных элементов.

Вынужденные температурные деформации из-за разности коэффициентов температурных деформаций бетона и арматуры при действии высокой температуры вызывают дополнительные деформации растяжения бетона и деформации сжатия арматуры.

Применение нелинейной деформационной расчетной модели при известном распределении температуры $\theta(x, y)$ °С по поперечному сечению позволяет получать картину напряженно-деформированного состояния при воздействии усилий от внешней нагрузки (M_x, M_y, N) и высокой температуры, а также предельные внутренние усилия (M_{ux}, M_{uy}, N_u), воспринимаемые железобетонным элементом в рассматриваемом поперечном сечении.

Нелинейная деформационная расчетная модель дает возможность при заданной внешней нагрузке (M_x, M_y, N) и изменении распределения высокой температуры $\theta(x, y, t)$ °С по поперечному сечению с течением времени t получать предел времени сопротивления t_u железобетонного элемента силовому и температурному воздействию (огнестойкость).

На примере центрально сжатой железобетонной колонны круглого поперечного сечения продемонстрировано применение нелинейной деформационной расчетной модели для расчета параметров напряженно-деформированного состояния от вынужденных температурных деформаций.

Проведена верификация нелинейной деформационной расчетной модели при силовом и температурном воздействиях для расчета огнестойкости (t_u) железобетонной балки. Расхождение вычисленных параметров (прогиб, огнестойкость) для рассматриваемой балки с экспериментальными данными не превышает 5,6%.

ЛИТЕРАТУРА

1. Милованов А.Ф. Огнестойкость железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1998. – 224 с.
2. Некрасов К.Д., Жуков В.В., Гуляева В.Ф. Тяжелый бетон в условиях повышенных температур. – М.: Стройиздат, 1972. – 128 с.
3. Кричевский А.П. Расчет железобетонных инженерных сооружений на температурные воздействия. – М.: Стройиздат, 1984. – 148 с.
4. Прочность, трещиностойкость и долговечность конструкционного бетона при температурных и коррозионных воздействиях: монография: в 2 ч. / под ред. С.Н. Леоновича и др. – Минск: БНТУ, 2016. – Ч. 1. – 393 с.
5. Поведение конструкционного бетона при высокой температуре: карбонизация, декарбонизация и рекарбонизация / С.Н. Леонович, Chao Feng, Miao Jijun и др. // Вестник Инженерной школы Дальневосточного федерального университета. – 2023. – № 2(55). – С. 73–85.
6. Корсун В.И. Напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций в условиях температурных воздействий. – Макеевка: ДонГАСА. – 2003. – 153 с.
7. Корсун В.И. Развитие методов расчета железобетонных конструкций зданий и сооружений на температурно-влажностные воздействия // Современное промышленное и гражданское строительство. – 2021. – Т. 17, № 1. – С. 29–40.
8. Harada T., Takeda J., Ymane S. Strength, electricity and thermal properties of concrete subjected to elevated temperatures // ACI SP 34: Concrete for Nuclear Reactors. – Detroit, 1972. – P. 377–406.
9. Mohanmedbhai G.T.G. Effect of exposure time and rated of heating and cooling on residual strength of heated concrete // Magazine of Concrete Research. – 1986. – № 3(136). – P.151–158.
10. Федоров В.С., Левитский В.Е. Специфика реакции бетона на воздействие высокой температуры // Строительство и реконструкция. – 2025. – № 6(122). – С. 47–59. DOI: 10.33979/2073-7416-2025-122-6-47-59.
11. Махкамов Й.М., Мирзабабаева С.М. Температурные прогибы железобетонных балок в условиях воздействия технологических температур // Проблемы современной науки и образования. – 2019. – № 11-1(144). – С. 45–48.

²⁵ Рекомендации по расчету пределов огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций / НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1986. – 40 с.

²⁶ См. сноски 18 и 20.

²⁷ См. сноску 4.

12. Корольченко Д.А., Артемьев Е.А. Расчет огнестойкости сжатых железобетонных элементов с учетом теплотехнических характеристик арматуры // Промышленное и гражданское строительство. – 2020. – № 6. – С. 37–41. DOI: 10.33622/0869-7019.2020.06.37-41.
13. Карпенко Н.И., Карпенко С.Н., Моисеенко Г.А. Диаграммы деформирования арматуры при совместном действии нагрузок и повышенных температур до +500°C // Строительство и реконструкция. – 2024. – № 4(114). – С. 3–13. DOI: 10.33979/2073-7416-2024-114-4-3-13.
14. Корсун В.И., Машталер С.Н. Влияние повышенных температур на прочность и деформации высокопрочного сталефибробетона при осевом сжатии и растяжении // Вестник евразийской науки. – 2023. – Т. 15, № 6. – URL: <https://esj.today/PDF/76SAVN623.pdf>.
15. Камлюк А.Н., Полевода И.И., Ширко А.В. Модели материалов арматуры и бетона для теплотехнических и прочностных расчетов на примере российского стандарта // Вестник Командно-инженерного института МЧС Республики Беларусь. – 2013. – № 1(17). – С. 104–116.
16. Практическое моделирование напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов при силовом и температурном воздействиях / Д.Н. Лазовский, Д.О. Глухов, А.М. Хаткевич и др. // Вестник Полоцкого государственного университета. Серия F. Строительство. Прикладные науки. – 2025. – № 2(41). – С. 2–12. DOI: 10.52928/2070-1683-2025-41-2-2-12.
17. Учет ползучести и усадки бетона по СП 5.03.01-2020 при расчете железобетонных конструкций на основе деформационной расчетной модели / Д.Н. Лазовский, В.В. Тур, Д.О. Глухов и др. // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2021. – № 2(125). – С. 7–12. DOI: 10.36773/1818-1212-2021-125-2-7-12.

REFERENCES

1. Milovanov, A.F. (1998). *Ognestoikost' zhelezobetonnykh konstruksii*. Moscow: Stroizdat. (In Russ.).
2. Nekrasov, K.D., Zhukov, V.V., & Gulyaeva, V.F. (1972). *Tyazhelyi beton v usloviyakh povyshennykh temperatur*. Moscow: Stroizdat. (In Russ.).
3. Krichevskii, A.P. (1984). *Raschet zhelezobetonnykh inzhenernykh sooruzhenii na temperaturnye vozdeistviya*. Moscow: Stroizdat. (In Russ.).
4. *Prochnost', treshchinostoikost' i dolgovechnost' konstruksionnogo betona pri temperaturnykh i korrozionnykh vozdeistviyakh: monografiya: v 2 ch. / pod red. S.N. Leonovicha i dr.* – Minsk: BNTU, 2016. – Ch. 1. (In Russ.).
5. Leonovich, S.N., Shao Feng, Miao Jijun i dr. (2023). Povedenie konstruksionnogo betona pri vysokoi temperature: karbonizatsiya, dekarbonizatsiya i rekarbonizatsiya. *Vestnik Inzhenernoi shkoly Dal'nevostochnogo federal'nogo universiteta*, 2(55), 73–85. (In Russ.).
6. Korsun, V.I. (2003). *Napryazhenno-deformirovannoe sostoyanie zhelezobetonnykh konstruksii v usloviyakh temperaturnykh vozdeistvii*. Makeevka: DonGASA. (In Russ.).
7. Korsun, V.I. (2021). Razvitie metodov rascheta zhelezobetonnykh konstruksii zdaniy i sooruzhenii na temperaturno-vlazhnostnye vozdeistviya. *Sovremennoe promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*, 17(1), 29–40. (In Russ.).
8. Harada, T., Takeda, J., & Ymane, S. (1972). Strength, electricity and thermal properties of concrete subjected to elevated temperatures. *ACI SP 34: Concrete for Nuclear Reactors*, 377–406.
9. Mohanmedbhai, G.T.G. (1986). Effect of exposure time and rated of heating and cooling on residual strength of heated concrete. *Magazine of Concrete Research*, 3(136), 151–158.
10. Fedorov, V.S., & Levitskii, V.E. Spetsifika reaktsii betona na vozdeistvie vysokoi temperatury. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*, 6(122), 47–59. DOI: 10.33979/2073-7416-2025-122-6-47-59.
11. Makhkamov, I.M., & Mirzababaeva, S.M. (2019). Temperaturnye progiby zhelezobetonnykh balok v usloviyakh vozdeistviya tekhnologicheskikh temperatur. *Problemy sovremennoi nauki i obrazovaniya*, 11-1(144), 45–48. (In Russ.).
12. Korol'chenko, D.A., & Artem'ev, E.A. (2020). Raschet ognestoikosti szhatykh zhelezobetonnykh elementov s uchetom teploekhnicheskikh kharakteristik armatury. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*, 6, 37–41. DOI: 10.33622/0869-7019.2020.06.37-41. (In Russ.).
13. Karpenko, N.I., Karpenko, S.N., & Moiseenko, G.A. (2024). Diagrammy deformirovaniya armatury pri sovmestnom deistvii nagruzok i povyshennykh temperatur do +500°S. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*, 4(114), 3–13. DOI: 10.33979/2073-7416-2024-114-4-3-13. (In Russ.).
14. Korsun, V.I., & Mashtaler, S.N. (2023). Vliyanie povyshennykh temperatur na prochnost' i deformatsii vysokoprochnogo stalefibrobetona pri osevom szhatii i rastyazhenii. *Vestnik evraziiskoi nauki*, 15(6). URL: <https://esj.today/PDF/76SAVN623.pdf> (In Russ.).
15. Kamlyuk, A.N., Polevoda, I.I., & Shirko, A.V. (2013). Modeli materialov armatury i betona dlya teplotekhnicheskikh i prochnostnykh raschetov na primere rossiiskogo standart. *Vestnik Komandno-inzhenernogo instituta MChS Respubliki Belarus'*, 1(17), 104–116. (In Russ.).
16. Lazovskii, D.N., Glukhov, D.O., Khatkevich, A.M. i dr. (2025). Prakticheskoe modelirovanie napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya zhelezobetonnykh elementov pri silovom i temperaturnom vozdeistviyakh. *Vestnik Polotskogo gosudarstvennogo universiteta. Seriya F. Stroitel'stvo. Prikladnye nauki*, 2(41), 2–12. DOI: 10.52928/2070-1683-2025-41-2-2-12. (In Russ.).
17. Lazovskii, D.N., Tur, V.V., Glukhov, D.O. i dr. (2021). Uchet polzuchesti i usadki betona po SP 5.03.01-2020 pri raschete zhelezobetonnykh konstruksii na osnove deformatsionnoi raschetnoi modeli. *Vestnik Brestskogo gosudarstvennogo tekhnicheskogo universiteta*, 2(125), 7–12. DOI: 10.36773/1818-1212-2021-125-2-7-12. (In Russ.).

Поступила 19.02.2026

CALCULATION OF THE STRESS-STRAIN STATE OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS UNDER THE INFLUENCE OF LOAD AND HIGH TEMPERATURE

D. LAZOUSKI¹⁾, D. GLUKHOV²⁾, A. KHATKEVICH³⁾, A. HIL⁴⁾, A. KALTUNOU⁵⁾, E. CHAPARANGANDA⁶⁾
(^{1), 3)-5) Euphrosyne Polotskaya State University of Polotsk, ^{2) LLC «SoftClub», Minsk,}}
^{6) Botswana International University of Science and Technology)}

Methods for calculating the parameters of the stress-strain state of reinforced concrete elements under the influence of load and high temperature are constantly being improved. The nonlinear deformation calculation model for building structures (reinforced concrete, reinforced concrete, stone and reinforced stone, wooden) under force, temperature, humidity and long-term effects allows us to obtain the parameters of their stress-strain state at any stage of deformation, to take into account the physical nonlinearity of the materials, the stage of effects.

The analysis of studies of the influence of elevated (from 50 °C to 200 °C inclusive) and high (over 200 °C to 1400 °C) temperatures on the parameters of the base points of the diagrams of concrete deformation and reinforcement of reinforced concrete elements. Modeling of the stress-strain state of the reinforced concrete element was performed taking into account the forced temperature and humidity deformations of the materials. Verification of the proposed methodology for calculating the parameters of the stress-strain state of reinforced concrete elements under the influence of load and high temperature, as well as their fire resistance, has been carried out.

Keywords: *nonlinear deformation calculation model, stress-strain state, parameters of the base points of diagrams of deformation of concrete and reinforcement under the action of high temperatures, forced temperature deformations, calculation of fire resistance of reinforced concrete structures.*