

Огнестойкость железобетонных конструкций: модели и методы расчета

*Д. т. н., профессор В.В. Белов;
к. т. н., доцент К.В. Семенов;
аспирант И.А. Ренев**

ГОУ Санкт-Петербургский государственный политехнический университет

Пожар – одно из самых страшных бедствий, обрушивающихся на человека. Неконтролируемое распространение огня в здании опасно большим материальным и невосполнимым социальным ущербом [1]. Это происходит из-за того, что несущая способность конструкции при воздействии высокой температуры утрачивается в течение буквально нескольких десятков минут. При этом в нормальных условиях эксплуатации долговечность тех же элементов зданий сохраняется на протяжении десятков лет.

Тушение огня и эвакуация людей не дадут ожидаемого результата, если в течение необходимого промежутка времени не будет сохраняться целостность основных несущих конструкций здания – их огнестойкость. Следовательно, оценка огнестойкости строительных конструкций является важнейшим элементом в процессе проектирования. Этот вопрос становится еще более актуальным с увеличением этажности жилых и общественных зданий, расширением масштаба строительства многофункциональных объектов и возросшей в последнее время опасности пожаров, вызванных террористическими актами.

В данной статье рассмотрим существующие подходы к решению задачи огнестойкости железобетонных конструкций и предложим направления их развития. В соответствии с ГОСТ [2] различают следующие основные виды предельных состояний строительных конструкций по огнестойкости:

- потеря несущей способности (обрушение конструкции или возникновение недопустимых деформаций (R));
- потеря целостности в результате образования в конструкции сквозных трещин или отверстий, через которые на необогреваемую поверхность проникают продукты горения или пламя (E);
- потеря теплоизолирующей способности вследствие повышения температуры на необогреваемой поверхности конструкции до предельных для данной конструкции значений (I).

Для стержневых несущих железобетонных конструкций (колонн, балок, ферм и т.д.) характерно наступление предела огнестойкости только по признаку потери несущей способности. У плоскостных несущих железобетонных конструкций (плит перекрытий, внутренних и наружных стен) предел огнестойкости наступает, в основном, по признаку потери несущей способности и только в некоторых случаях – по теплоизолирующей способности.

Для оценки огнестойкости строительных конструкций используют экспериментальные и расчетные методы. Экспериментальные методы позволяют дать прямую оценку огнестойкости строительной конструкции, но при этом требуют весьма значительных материальных, финансовых и трудовых затрат, занимают много времени. Кроме того, в рамках физического эксперимента затруднительно или невозможно в необходимой степени варьировать различные параметры конструкций, нагрузок и других важных факторов. Более предпочтительными с этой точки зрения являются расчетные методики оценки огнестойкости строительных конструкций. В общем случае расчетные методы являются двухкомпонентными:

- теплотехническая часть, в рамках которой устанавливается распределение температуры по сечениям конструкции в процессе огневого воздействия;
- статическая часть (определяется несущая способность конструкции с учетом изменения свойств бетона и арматуры при нагреве).

Решение задачи нестационарной теплопроводности сводится к определению температуры бетона в любой точке исследуемой области элемента в заданный момент времени. Функция зависимости температуры от времени описывается дифференциальным уравнением теплопроводности Фурье при нелинейных граничных условиях и сложном процессе тепло- и массопереноса. Для теплопередачи в железобетонных конструкциях характерны внутренняя нелинейность (температура в рассматриваемой точке элемента зависит от характеристик его материала – теплопроводности и теплоемкости, а сами эти характеристики зависят от температуры (λ_t , c_t)) и внешняя нелинейность (обусловлена зависимостью коэффициента теплоотдачи α_t от температуры поверхности t_w). Для двумерного температурного поля (в плоскости XoY) уравнение Фурье имеет вид:

$$c_t \rho \frac{\partial t}{\partial \tau} + q_r = \frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda_t \frac{\partial t}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda_t \frac{\partial t}{\partial y} \right), \quad (1)$$

где t – температура, °С; τ – время, сек.; ρ – плотность бетона, $\text{кг} \cdot \text{м}^{-3}$; q_r – теплотери на испарение воды в порах бетона, $\text{Дж} \cdot \text{м}^{-3} \cdot \text{с}^{-1}$; λ_t – коэффициент теплопроводности бетона в зависимости от его температуры, $\text{Дж} \cdot \text{м}^{-1} \cdot \text{°С}^{-1} \cdot \text{с}^{-1}$ ($\text{Вт} \cdot \text{м}^{-1} \cdot \text{°С}^{-1}$); c_t – удельная теплоемкость бетона в зависимости от его температуры, $\text{Дж} \cdot \text{кг}^{-1} \cdot \text{°С}^{-1}$.

Белов В.В., Семенов К.В., Ренев И.А. Огнестойкость железобетонных конструкций: модели и методы расчета

Данная постановка задачи чрезмерно сложна для повседневной инженерной практики, поэтому в настоящее время чаще используют рекомендации норм [3; 4]. Так, для основных типов сечений конструкций регламентированы изотермы при одно-, двух-, трех- и четырехстороннем огневом воздействии стандартного пожара [2] различной длительности (30 мин., 60 мин., 90 мин., 120 мин., 180 мин. и 240 мин.). Однако проблема состоит в том, что данная номенклатура решений не является исчерпывающей. Целый ряд практических задач не рассматривается, что ограничивает область применения имеющихся нормативных документов.

К наиболее распространенным в Российской Федерации методам решения статической части задачи относят: метод критических температур, разработанный в 1966 году (см., например, [5]), метод приведенного сечения (1975), метод критических деформаций (1987) (см., например, [6]). Данные методы внесли весомый вклад в развитие теории огнестойкости строительных конструкций. На их основе разрабатывались рекомендации по определению огнестойкости железобетонных конструкций, применяемые и по сегодняшний день. Они в достаточной степени отвечали требованиям своего времени, но наука XXI века обладает значительно более широким кругом возможностей, чем в 60^е-70^е гг прошлого столетия. Широкое распространение компьютерных технологий позволяет проектировщикам решать сложные инженерные задачи, избегая многих допущений. Поэтому сегодня актуальна проблема совершенствования расчетных методов, освобождения их от таких характерных недостатков как:

- априорное задание схемы предельного состояния конструкции ввиду невозможности отслеживания истории ее температурно-силового деформирования;
- отождествление предельного состояния отдельных сечений с отказом конструкции в целом;
- чрезмерная насыщенность расчетных методик эмпирическими коэффициентами и функциями, а, следовательно, ограниченность области их применения, ориентация на решение частных инженерных задач;
- неполный учет комплекса нелинейных эффектов деформирования железобетона под нагрузкой при быстроизменяющихся высоких температурах (до 1000^оС...1100^оС);
- игнорирование локальных нарушений сцепления арматуры с бетоном.

Главным образом, перечисленные недостатки обусловлены тем, что вполне апробированные решения для задач силового сопротивления железобетона при нормальной температуре достаточно формально «перенесены» на решение задач огнестойкости железобетонных конструкций без должного учета особенностей их деформирования при воздействии высоких температур.

В рамках проблемы оценки огнестойкости железобетонных конструкций можно выделить следующие актуальные направления их развития:

- построение методов оперативного и доступного решения теплотехнической части задачи огнестойкости железобетонных конструкций для более широкого диапазона сечений строительных конструкций (в том числе для элементов в целом);
- совершенствование моделей деформирования и методов расчетного анализа силового сопротивления железобетона при высокотемпературных воздействиях;
- полновесный расчетный мониторинг свойств бетона и арматуры при совместных силовом и огневом воздействиях;
- прямой учет изменения параметров сцепления бетона и арматуры при быстром неоднородном прогреве и последующем остывании железобетонных конструкций, находящихся под действием эксплуатационных нагрузок.

Для решения двухмерной задачи нестационарной теплопроводности авторами разработана программа, реализующая метод конечных элементов и позволяющая вычислять распределение температуры по сечению железобетонного элемента для различных моментов времени при заданном температурном режиме на обогреваемой поверхности. При этом номенклатура рассматриваемых сечений не ограничивается. В программе «TERM-FIRE» учитываются все необходимые теплофизические характеристики материала сечения, конвективная теплопередача от высокотемпературной среды к поверхности. Возможность получения нестационарных полей температур не только в поперечном, но и в продольном сечении железобетонного элемента (рис. 1), позволяет применять в дальнейшем перспективные блочные модели деформирования железобетона с макротрещинами и швами.

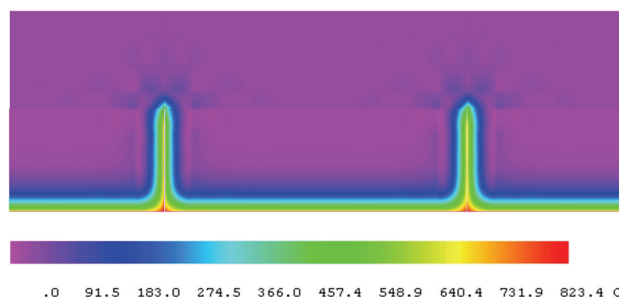


Рисунок 1. Поле температур в продольном сечении железобетонного элемента с нормальными трещинами (элемент с одиночным армированием, защитный слой арматуры условно не показан). Время огневого воздействия по стандартному тепловому режиму пожара – 30 мин., °С

Тестовые расчеты показывают удовлетворительную сходимость с данными существующих нормативных документов [3, 4]. Разработанный алгоритм решения теплотехнической части задачи огнестойкости позволяет значительно расширить круг и сделать инженерно доступным решение практических задач огнестойкости железобетонных конструкций.

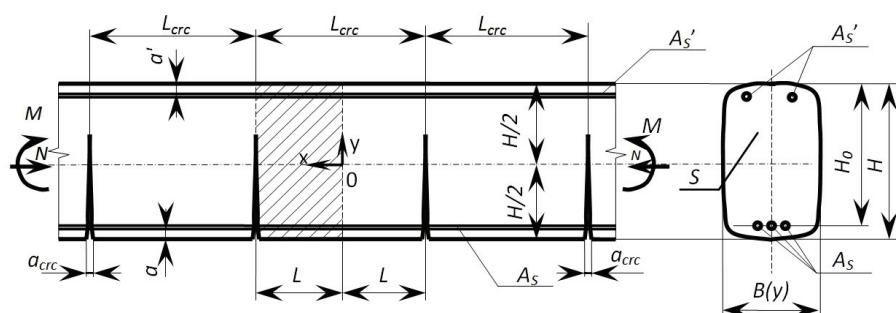


Рисунок 2. Расчетная схема стержневого железобетонного элемента

Характерная для железобетона работа под нагрузкой с трещинами в растянутых зонах бетона, наличие технологических и деформационных швов дает авторам возможность предложить в качестве расчетной модели силового сопротивления железобетона при высокотемпературном воздействии так называемую блочную модель силового сопротивления железобетона (рис. 2).

Идея расчёта железобетонных элементов с трещинами в виде системы упругих блоков, взаимодействующих между собой по сжатой зоне и растянутой арматуре (Н.М. Westergaard, 1932), получила развитие в работах П.И. Васильева, А.А. Гвоздева, Е.Н. Пересыпкина и др.

Задача определения напряжений и деформаций рассматривается как контактная для смежных блоков с удовлетворением граничных условий по границе контакта, а также по линии взаимодействия растянутой арматуры и окружающего ее бетона. Трещины рассматриваются здесь как локальные нарушения сплошности материала, что даёт возможность в необходимой мере детализировать расчёт и учитывать, например, ветвление нормальных трещин при ухудшении условий сцепления арматуры с бетоном.

Блочная модель деформирования позволяет взаимосвязанно определять на различных стадиях работы стержневых, пластинчатых и оболочечных элементов следующие параметры:

- глубину и ширину раскрытия строительных и деформационных швов нормальной ориентации;
- глубину проникновения, ширину раскрытия и шаг нормальных трещин, в том числе при пересекающихся схемах трещинообразования в плитах (оболочках);
- локальную кривизну элемента в сечении с трещиной;
- напряжения непосредственно в сечении с трещиной: в сжатом и надтреснутом бетоне, сжатой и растянутой арматуре, в том числе при многорядном ее размещении;
- наибольшие касательные напряжения сцепления на контакте «бетон – арматура»;
- нормальные напряжения откола сжатой зоны бетона в вершине трещины (шва).

Для более полного учета реальных условий работы конструкций, подвергающихся при пожаре быстрому нагреву в нагруженном состоянии, предлагается использовать в расчете огнестойкости нелинейные диаграммы деформирования бетона и арматуры, например, предложенные в работах В.С. Федорова и В.Е. Левитского. [8, 9] (рис. 3). Здесь уравнение связи напряжений и деформаций бетона с учетом температуры нагрева предлагается представлять в форме закона Гука, а зависимость

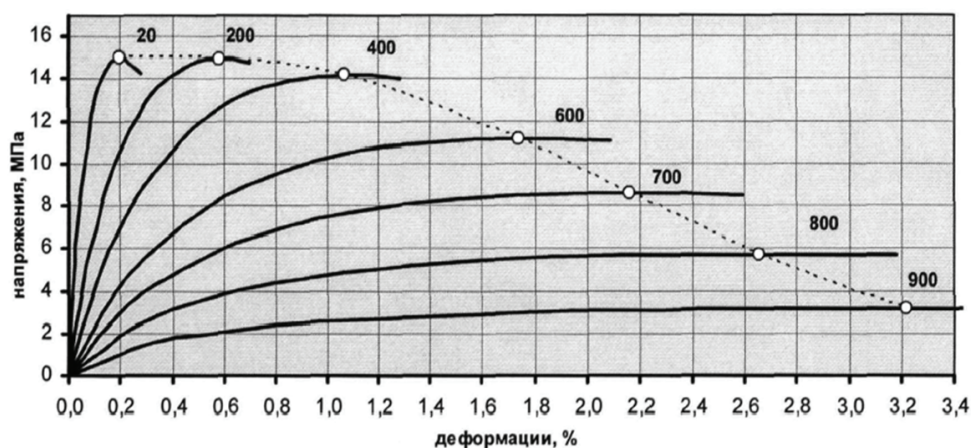


Рисунок 3. Диаграмма термомеханического состояния тяжелого бетона В20 на гранитном заполнителе

коэффициента упругости от уровня деформаций получать на основе решения кинетического уравнения накопления повреждений в структуре бетона. Данное выражение отвечает требованиям непрерывности и дифференцируемости, благодаря чему не создает трудностей при трансформации диаграмм с изменением температуры в пределах сечения железобетонного элемента.

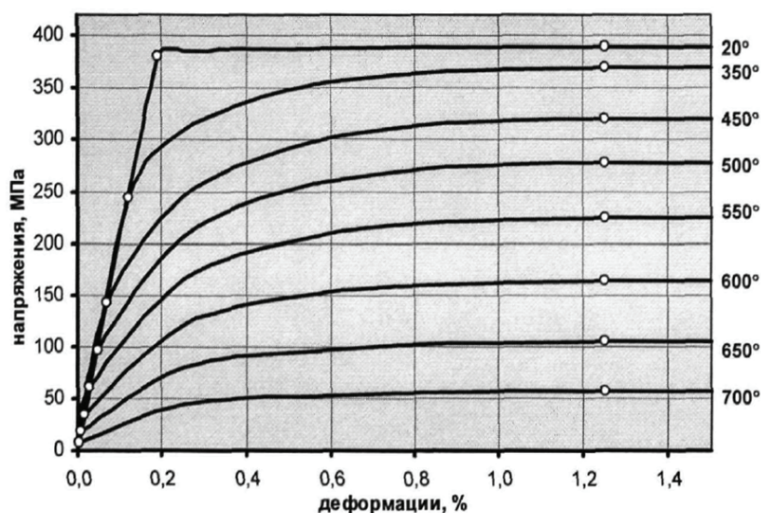


Рисунок 4. Диаграмма термомеханического состояния арматуры класса А400 (А III)

Описание диаграммы термомеханического состояния арматуры также основывается на кинетическом уравнении нелинейного накопления повреждений. Это позволяет в достаточно компактном виде выполнять нормирование основных температурных параметров диаграмм деформирования арматуры при достаточно полном учете нелинейности деформирования и реальных условий работы арматуры в конструкции в условиях кратковременного нагрева под нагрузкой (рис. 4). Диаграммы термомеханического состояния бетона и арматуры, полученные на основе аналитических зависимостей, предлагаемых в [8, 9], достаточно хорошо согласуются с результатами испытаний опытных образцов при кратковременном нестационарном нагреве под нагрузкой.

В заключение необходимо отметить, что выполненные обзор и анализ библиографических источников выявили необходимость совершенствования метода расчетной оценки огнестойкости железобетонных конструкций для более точного и детального описания напряженно-деформированного состояния конструкции на всех стадиях кратковременного температурного воздействия, в т. ч. и на стадии затухания пожара. Такой метод может быть разработан на основе блочной модели деформирования, в которой изменения физико-механических характеристик бетона и арматуры при высокотемпературном воздействии будут учитываться путем трансформации их диаграмм деформирования [8, 9]. Учет изменения параметров сцепления бетона и арматуры при быстром неоднородном прогреве предлагается проводить с помощью трансформации закона локального сцепления при пожаре. При этом вычисление распределения температуры по сечению железобетонного элемента для различных моментов времени от начала огневого воздействия на его обогреваемую поверхность целесообразно выполнять при помощи программы «TERM-FIRE».

Результатом такой комплексной методики станет повышение точности решения задач огнестойкости железобетонных конструкций, увеличение номенклатуры предельных состояний и расширение диапазона решаемых инженерных задач огнестойкости железобетонных конструкций.

Литература

1. YouTube. [Электронный ресурс (видеохостинг)]: Разом все напасти. URL: <http://www.youtube.com/watch?v=l0BR0tGEcfg> (дата обращения: 05.10.2010).
2. ГОСТ 30247-94. Конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. – Взамен СТ СЭВ 1000-78; Введ. 01.01.96.
3. СТО 36554501-006-2006. Правила по обеспечению огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций / НИИЖБ им. А. А. Гвоздева. – М., 2006.
4. ENV 1992-1. Eurocode 2: Design of concrete structures. – Part 1-2: General rules – Structural fire design. – Brussels: CEN 1992.
5. Яковлев А. И. Основы расчета огнестойкости железобетонных конструкций: Дис. докт. техн. Наук / МИСИ. – М., 1966. – 515 с.
6. Яковлев А. И. Расчет пределов огнестойкости сжатых железобетонных конструкций по критическим деформациям // Поведение строительных конструкций в условиях пожара. – М. : ВНИИПО, 1987. – С. 5-16.
7. Бондаренко В. М., Колчунов В. И. Расчетные модели силового сопротивления железобетона. – М. : Изд-во АСВ, 2004. – 472 с.
8. Фёдоров В. С., Левитский В. Е., Молчадский И. С., Александров А. В. Огнестойкость и пожарная опасность строительных конструкций. – М. : АСВ, 2009 – 408 с.
9. Левитский В. Е. Диаграммный метод решения статической задачи расчета огнестойкости железобетонных конструкций: Дис. Канд. Техн. Наук / МИИТ. – М., 2006. – 216 с.

* Иван Александрович Ренев, Санкт-Петербург
Тел. моб.: +7 (911) 734-94-50; эл. почта: ivan.renev@mail.ru