

УДК 614.841.33:624.014

РАСЧЕТ ПРЕДЕЛОВ ОГНЕСТОЙКОСТИ ИЗГИБАЕМЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ВЫСОКОПРОЧНОГО БЕТОНА В БЕЗРАЗМЕРНЫХ ВЕЛИЧИНАХ

Касперов Г.И., к.т.н., доцент, Полевода И.И.

Приведенный в статье метод позволяет упростить расчет предела огнестойкости изгибаемых строительных конструкций и делает возможным оценку влияния уровня нагружения на их огнестойкость.

Расчет пределов огнестойкости строительных конструкций по потере несущей способности заключается в определении времени, при котором остаточное предельное усилие, которое способна воспринимать конструкция при пожаре ($R_{d,fi}$), становится равным расчетному значению нагрузки ($E_{d,fi}$) (рис.1.а)[1-8]. Вместе с тем, в каждой серии железобетонных конструкций заложены решения, позволяющие варьировать классы бетона, арматуры и уровни нагружения. Поэтому основной проблемой перед проведением расчетов пределов огнестойкости железобетонных конструкций является выбор исходных данных.

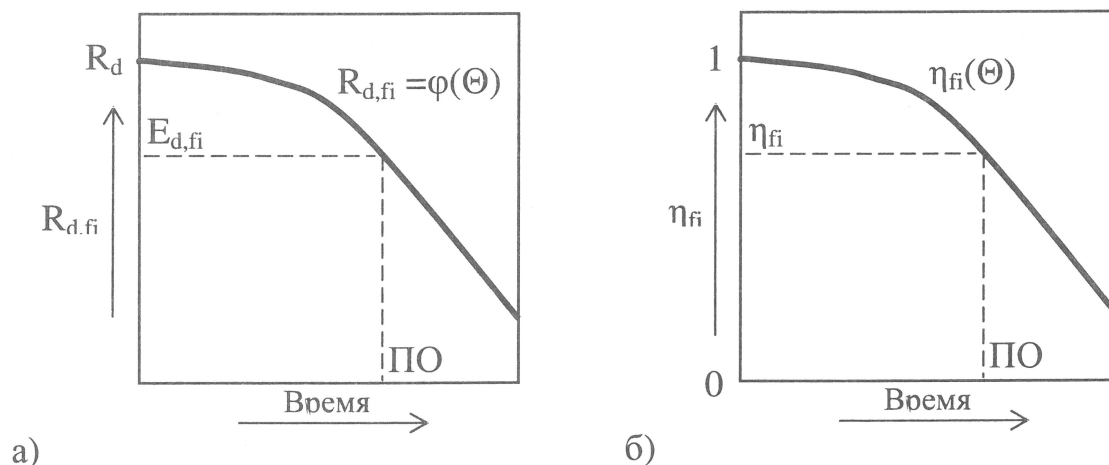


Рис.1. Определение предела огнестойкости строительной конструкции по потере несущей способности: а - в размерных величинах, б - в безразмерных величинах

1. Решение данной проблемы сопряжено с рядом трудностей, главной из которых является неопределенность, обусловленная отсутствием в нормах и рекомендациях конкретных указаний. В то же время расчет в безразмерных величинах позволяет объективно оценить влияние уровня нагружения конструкции на предел огнестойкости (рис.1б). В безразмерных величинах условие безопасности по огнестойкости

можно представить формулой:

$$\eta(\Theta) \geq \eta_{fi}, \quad (1)$$

где $\eta(\Theta)$ - уровень предельного усилия, которое способна воспринимать конструкция при пожаре;

η_{fi} – уровень нагрузки на строительные конструкции при пожаре.

Значение коэффициента η_{fi} определяется в каждом конкретном случае по проектной документации индивидуально, однако в общем случае может быть определено из условия:

$$\eta_{fi} = E_{fd} / E_{cd}, \quad (2)$$

где E_{cd} - расчетное значение нагрузки, принимаемое в соответствии с нормами проектирования [5,114];

E_{fd} - величина нагрузки при пожаре.

В европейских строительных нормах при анализе огнестойкости строительных элементов в качестве упрощения рекомендуется применять $\eta_{fi}=0,7$ [1]. В отечественной практике изначально существовал жесткий подход к определению нагрузок [2], для которых рассчитывался предел огнестойкости строительной конструкции по потере несущей способности. Нагрузка, действовавшая на строительную конструкцию, принималась в соответствии с конкретным проектом здания. Данное положение не удобно при его применении на практике, поскольку предел огнестойкости для большинства конструкций, выпускаемых предприятиями строительной индустрии, определяется при разработке типовых серий. В таких условиях необходимость оценки конкретной нагрузки выглядит проблематичной. Поэтому чаще использовалось условие, в соответствии с которым принималось недоиспользование несущей способности конструкции равное 5% [3], а величина η_{fi} принималась равной 0.95 деленной на коэффициент надежности по нагрузке γ_f . При разработке МДС 21.2 российскими разработчиками подход, принятый к установлению значения нормативной нагрузки при пожаре, гармонизирован с Eurocode 2, при этом для практических расчетов рекомендованное значение η_{fi} принимается равным 0.7.

СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия" рекомендует расчетное значение нагрузки при расчете на прочность и устойчивость определять произведением ее нормативного значения на частные коэффициенты безопасности для нагрузок. Величина E_{cd} при доминирующей переменной на-

грузке (вариант 1) определяется по формуле (3), для остальных комбинаций (вариант 2) по формуле (4):

$$E_{cd} = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k; \quad (3)$$

$$E_{cd} = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_k, \quad (4)$$

где G_k – нормативная величина постоянной нагрузки;

Q_k – нормативная величина переменной нагрузки;

γ_G – частный коэффициент безопасности для постоянных нагрузок;

γ_Q – частный коэффициент безопасности для переменных нагрузок;

ψ_0 – коэффициент редкого сочетания переменных нагрузок.

В соответствии с прил.А СНБ 5.03.01-02 величина γ_G устанавливается равной 1.35, величина γ_Q – 1.5. Величины коэффициентов сочетания переменных нагрузок определяются по прил. А [2]. Вместе с тем, согласно п.1.3 СНиП 2.01.07-85, при расчетах огнестойкости указанные коэффициенты следует принимать равными единице. Таким образом, при пожаре величина нагрузки для варианта 1 определяется по формуле (5), для варианта 2 - по формуле (6):

$$E_{cd} = G_k + \psi_1 \cdot Q_k; \quad (5)$$

$$E_{cd} = G_k + \psi_2 \cdot Q_k, \quad (6)$$

где ψ_1 - коэффициент частого сочетания переменных нагрузок.

ψ_2 - коэффициент практически постоянного сочетания переменных нагрузок.

Анализ формул (5-6), с использованием отношения $L=Q_k/G_k$, показывает, что значение η_{fi} для варианта 1 можно определить по формуле (7), для варианта 2 по формуле (8):

$$\eta_{fi} = (1 + \psi_1 \cdot L) / (\gamma_G + \gamma_Q \cdot L); \quad (7)$$

$$\eta_{fi} = (1 + \psi_2 \cdot L) / (\gamma_G + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot L). \quad (8)$$

Для упрощенных расчетов коэффициенты сочетания переменных нагрузок принимаются максимальными по нормам [1]: $\psi_0=1$, $\psi_1=0.9$, $\psi_2=0.8$. Математическая обработка формул (7-8) с учетом принятых допущений

позволила получить график зависимости коэффициента η_{fi} от отношения L (рис.1), анализ которого показывает, что в отечественной практике по умолчанию предельный уровень нагрузки на строительные конструкции при пожаре может быть принят равным 0.74.

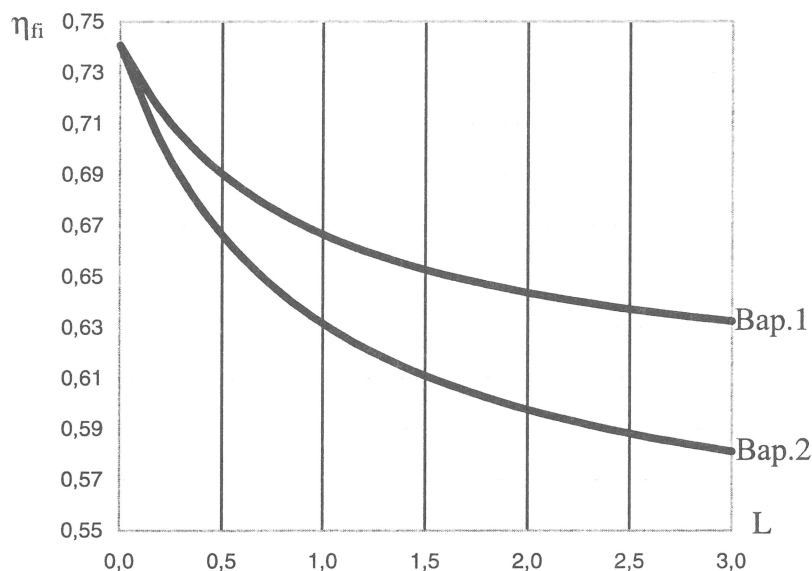


Рис.1. Зависимость коэффициента η_{fi} от отношения L

Оценка прочностных свойств конструкции при пожаре в общем случае производится по формуле [4].

$$R_{cd,fi} = (f_{cd}(\Theta) \cdot S_c - \sum f_{yd}(\Theta) \cdot S_{si}), \quad (9)$$

где S_c , S_{si} - статические моменты площади сечения сжатой зоны бетона и i стержня продольной арматуры относительно осей, принятых в нормах [1].

Оценить несущую способность изгибаемых конструкций при нормальных условиях и пожаре можно по формулам (10, 11) [3-5]:

$$M_{Rd} = \alpha f_{cd} \cdot A_{CC} \cdot (d - x_{eff}) + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1); \quad (10)$$

$$M_{Rd}(\Theta) = f_{cd}(\Theta) \cdot A_{CC}(\Theta) \cdot (d(\Theta) - x_{eff}(\Theta)) + f_{yd}(\Theta) \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1), \quad (11)$$

где $M_{Rd}(\Theta)$, M_{Rd} – несущая способность сечения изгибаемой конструкции при пожаре и нормальных условиях.

В отечественной и зарубежной практике наиболее распространенным способом оценки изменения эффективной ширины и высоты сечения железобетонной конструкции при пожаре является метод "изотермы 500°С" [1,3,5]. Сущность данного метода заключается в том, что слои бетона, прогретые до температуры 500°С и более, в расчетах не учитываются. Основным недостатком данного метода является нивелирование индивидуальных особенностей применяемого вида бетона и, как правило, не учет прочностных характеристик материала. Модернизацией указанного метода является "зонный" метод. Сущность "зонного" метода заключается в делении сечения подвергнутой высокотемпературному нагреву конструкции на равные по ширине (z) параллельные элементарные зоны, в пределах которых бетон равномерно нагрет до одной температуры и обладает соответственно одинаковыми физико-механическими свойствами (рис.2). Вместе с тем, в европейских нормах приведены расчетные модели для плоских строительных конструкций, которые не позволяют их применить для стержневых конструкций (балок, ригелей...). Таким образом, возникает проблема разработки модели, позволяющей применить "зонный" подход к более сложным расчетным ситуациям. Наиболее полно реализовать преимущества "зонного" метода [5,7] предлагается с использованием коэффициента k_{CM} . Указанный коэффициент показывает долю сечения бетона, которая способна выполнять свои функции при пожаре и позволяет оценить прочностные свойства бетона с учетом изменения его прочностных характеристик при высокотемпературном нагреве, что в отличие от метода "изотермы 500°С" позволяет более объективно, с учетом оценки влияния состава бетонной смеси определить характеристики конструкции при пожаре.

Величину коэффициента k_{CM} с учетом коэффициента вариации температуры в каждой зоне предлагается определять по формуле:

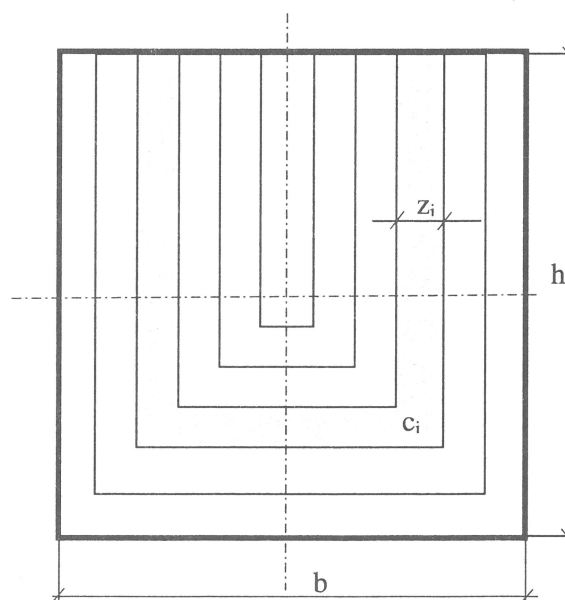


Рис.2. Сущность "зонного" метода для изгибаемых конструкций

$$k_{Ci} = (1 - 0.2/m) \sum_{i=1}^m \tilde{n}_i k_C(\Theta_i) \quad (12)$$

где m – количество зон;

$c_i = A_{ci}/A_c$ – доля площади i зоны от общей площади сечения бетона;

$$\tilde{n}_i = \frac{z \cdot (2 \cdot h + b - z \cdot [4 \cdot i - 2])}{b \cdot h}, \quad (13)$$

где z – ширина зоны, принимается наиболее близкой диаметру арматуры в интервале от 1 до 3 см;

b, h – длина и ширина поперечного сечения колонны;

i – номер рассматриваемой зоны.

В виду того что толщина слоя (l_{cr}), прогретого до критической температуры, принимается равной по ширине и высоте конструкции, то площадь, выбывшая из работы, принимается равной (рис.3):

$$b \cdot h \cdot (1 - k_{CM}) = l_{cr} \cdot (2b + h) - 2 \cdot l_{cr}^2. \quad (14)$$

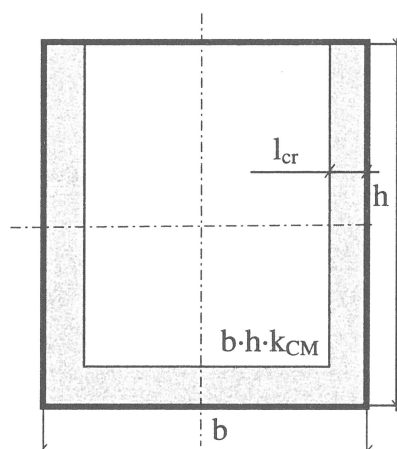


Рис.3. Область сечения бетонной конструкции, сохранившая свои свойства

Принимая, что коэффициент $k_{CM} = k_{CX} \cdot k_{CY}$, а $k_{CX} = [b - 2l_{cr}] / b$, решение уравнения (14) позволяет определить коэффициент эффективной ширины сечения конструкции при пожаре (k_{CX}):

$$k_{CX} = \frac{1}{b} \left(b - 0.5 \cdot \left[2 \cdot b + h - \sqrt{(b + 2 \cdot h)^2 - 8 \cdot b \cdot h \cdot (1 - k_{CM})} \right] \right). \quad (15)$$

Экспериментальные данные и результаты сравнительных расчетов коэффициента k_{CX} для бетонов классов (В45, В60, В80, В100) с использованием методов "зонного" и "изотермы 500°C" приведены на рис.4. Таким образом, эффективная ширина сечения конструкции может быть определена по формуле:

$$b(\Theta) = b \cdot k_{c\bar{\sigma}}. \quad (16)$$

Определение расчетного сопротивления арматуры для определения предела огнестойкости производится путем умножения нормативного сопротивления при начальной температуре на коэффициенты условий работы при пожаре $k_S(\Theta)$ [4,5]:

$$f_{yd}(\Theta) = f_{yd} \cdot k_{SM}; \quad (17)$$

$$k_{SM} = \frac{\sum A_{si} \cdot k_S(\Theta_i)}{\sum A_{si}}. \quad (18)$$

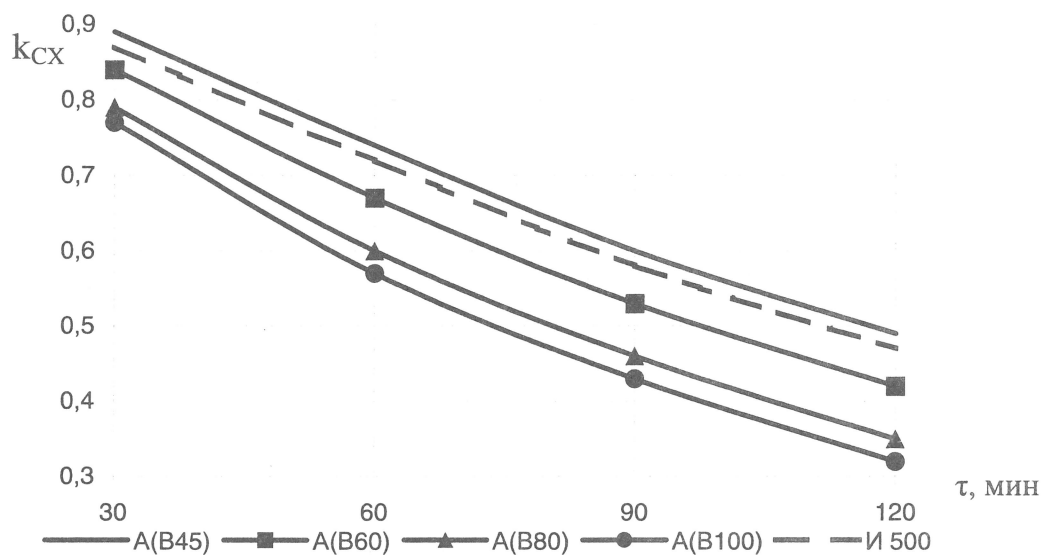


Рис. 4. Зависимость $k_{c\sigma}$ от свойств бетона

Изменение параметров изгибаемых железобетонных конструкций при пожаре представлено на рис.5. Поскольку обогрев изгибаемых конструкций принимается с трех сторон, при этом растянутая рабочая арматура находится в нижней их части, таким образом, рабочая высота сечения при пожаре не изменяется, следовательно, $d(\Theta)=d$. Для определения высоты сжатой зоны бетона при пожаре и нормальных условиях в нормах рекомендовано использование зависимостей:

$$f_{yd}(\Theta) \cdot A_{S1} = f_{cd}(\Theta) \cdot A_{cc} + f_{yd}(\Theta) \cdot A_{S2}; \quad (19)$$

$$f_{yd} \cdot A_{S1} = \alpha \cdot f_{cd}(\Theta) \cdot A_{cc} + f_{yd} \cdot A_{S2}. \quad (20)$$

В изгибаемых конструкциях изменение площади сжатой зоны бетона при пожаре обусловлено двумя противодействующими фактами:

1. прогрев конструкции приводит к уменьшению ее эффективной ширины, что в свою очередь приводит к увеличению $x_{eff}(\Theta)$;

2. нагрев растянутой арматурной стали приводит к уменьшению ее прочности, что, как видно из формул (19,20), приводит к снижению $x_{eff}(\Theta)$.

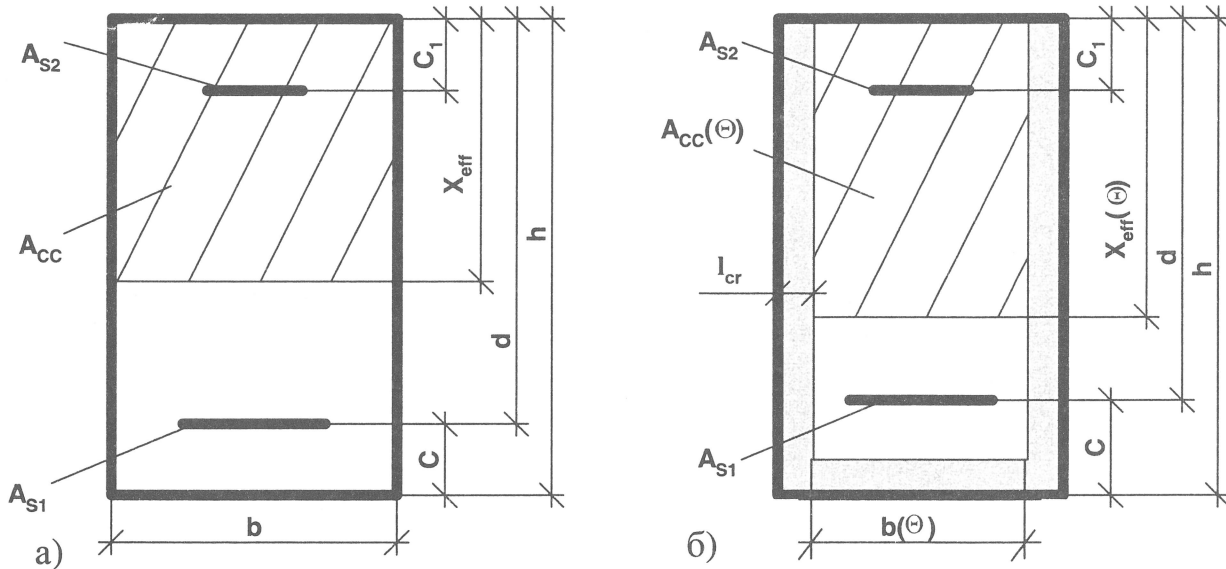


Рис.5. Расчетные параметры изгибаемой железобетонной конструкции
а) при нормальных условиях, б) при пожаре

Принимая отношение площади сжатой арматуры к площади сжатого бетона с учетом отношения прочностей равным: $\omega = k_{RM} \cdot A_{s2} / A_{cc}$ площади $A_{cc}(\Theta)$ и A_{cc} можно определить по формулам:

$$A_{cc} = x \cdot b \cdot (1 + \omega); \quad (21)$$

$$A_{cc}(\Theta) = x(\Theta) \cdot b(\Theta) \cdot (1 + \omega \cdot k_{SM2}). \quad (22)$$

Таким образом, отношение частей равенств по формулам (21,22) можно представить в виде:

$$k_{SM} \cdot \frac{k_{CF}}{k_{SF}} = \frac{x(\Theta) \cdot b(\Theta)}{x \cdot b} \cdot \frac{(1 + \omega \cdot k_{SM2})}{(1 + \omega)}. \quad (23)$$

Принимая во внимание, что $A_{cc}(\Theta) = x(\Theta) \cdot b(\Theta)$, формула (23) может быть преобразована к виду:

$$\frac{A_{CC}(\Theta)}{A_{CC}} = k_{SM} \cdot \frac{k_{CF}}{k_{SF}} \cdot \frac{(1 + \omega)}{(1 + \omega \cdot k_{SM2})}. \quad (24)$$

Зависимость (24) позволяет сделать вывод о том, что ширина конструкции не оказывает существенного влияния на изменение при пожаре площади сжатой зоны бетона. В изгибаемых конструкциях наиболее интенсивному нагреву подвергается растянутая арматура, что приводит к снижению значения коэффициента k_{SM} , вместе с тем температура нагрева сжатой арматуры, как правило, не превышает критических значений ($k_{SM2}=1$), таким образом, происходит уменьшение площади сжатой зоны бетона.

Определить величины $x_{eff}(\Theta)$ и x_{eff} можно, принимая во внимание, что отношение площадей сжатой и растянутой арматуры равно $L_A = A_{s2}/A_{s1}$, таким образом, отношение высот сжатых зон бетона при нагреве и начальной температуре можно найти по формулам:

$$x_{eff}(\Theta) = k_{RM} \frac{A_{s1}}{b} \cdot \left[\frac{k_{SM} - L_A \cdot k_{SS} \cdot k_{SM2}}{k_{CX}} \right]; \quad (25)$$

$$x_{eff} = k_{RM} \frac{A_{s1}}{b} \cdot [1 - L_A \cdot k_{SS}], \quad (26)$$

где $k_{SS} = f_{yd2}(\Theta)/f_{yd1}(\Theta)$ – коэффициент, учитывающий различие классов сжатой и растянутой арматуры.

Таким образом, величина $\eta(\Theta)$, показывающая оставшуюся долю начального предельного усилия, которое способна воспринимать конструкция, с учетом формул (10-26) может быть представлена зависимостью:

$$\eta_{fi}(\Theta) = \frac{\dot{I}_{Rd}(\Theta)}{\dot{I}_{Rd}} = k_{SM} \cdot k_{XT}. \quad (27)$$

Оценить величину коэффициента k_{XT} , представляющего собой отношение расстояниями между осью растянутой арматуры и центром тяжести сжатой зоны бетона при пожаре ($d_x(\Theta)$) и нормальных условиях (d_x), можно по формуле:

$$k_{XT} = \frac{d(\Theta) - \tilde{\sigma}_{eff}(\Theta)}{d - \tilde{\sigma}_{eff}} = \frac{d_x(\Theta)}{d_x} = \frac{d_x - \Delta}{d_x}. \quad (28)$$

Величина Δ показывает изменение расстояния между осью растянутой арматуры и центром тяжести сжатой зоны бетона при пожаре и нормальных условиях и может быть определена:

$$\Delta = 0.5 \cdot k_{RM} \cdot \frac{A_{SI}}{b} \cdot \left(\frac{k_{SM}}{k_{CX}} - 1 - L_A \cdot k_{SS} \left[\frac{k_{SM2}}{k_{CX}} + 1 \right] \right) = 0.5 \cdot x_{eff} \cdot \left(\frac{k_{SM}}{k_{CX}} - 1 \right). \quad (29)$$

Проведенные в испытательном центре НИИ ПБ и ЧС (в пос. Светлая роща) экспериментальные исследования огнестойкости железобетонных балок из бетона классов В50-В90 показали, что погрешность предложенного метода не превышает 12%, при этом значение полученных расчетных результатов для всех составов было ниже экспериментальных данных.

Приведенный метод: 1) позволяет упростить расчет предела огнестойкости изгибаемых железобетонных конструкций с учетом индивидуальных особенностей составов бетонных смесей; 2) делает возможным оценку влияния уровня нагружения железобетонной конструкции на их пределы огнестойкости; 3) позволяет оценить влияние бетона и арматуры на протекающие деструктивные процессы в железобетонных конструкциях при пожаре.

ЛИТЕРАТУРА

1. EN 1992: Eurocode 2: Design of concrete structures- Part 1-2: General rules-Structural fire design. November 2001.
2. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции. - Мн.: РУП "Стройтехнорм", 2002. - с.140.
3. Рекомендации по расчету пределов огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций. - М.: "НИИЖБ", 1986. - с.46.
4. Милованов А.Ф. Стойкость железобетонных конструкций при пожаре. - М.: Стройиздат, 1998. - с.304.
5. МДС 21-2.2000 Огнестойкость и огнесохранность железобетонных конструкций. - М.: ГУП "НИИЖБ", 2000. - с.92.
6. Яковлев. А.И. Расчет пределов огнестойкости сжатых железобетонных конструкций по критическим деформациям. /Сборник научных трудов "Поведение строительных конструкций в условиях пожара". М.: ВНИИПО, 1987. – С.5-16.
7. Касперов Г.И., Полевода И.И.. Оценка безопасности конструкций из тяжелого бетона при пожаре. Материалы докладов международной научно-практической конференции "Новые технологии в химической промышленности". Мн.: БГТУ, 2002. – С. 276-279.
8. Жуков В.В., Панюков Э.Ф. Термостойкость железобетонных конструкций. - Киев.: Будэвельник, 1991. – 218 с.