

УДК 614.841.332:624.012.3

ТРАНСФОРМАЦИЯ БАЗОВЫХ ДИАГРАММ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ТЯЖЕЛОГО БЕТОНА НА ГРАНИТНОМ ЗАПОЛНИТЕЛЕ В УСЛОВИЯХ КРАТКОВРЕМЕННОГО ВЫСОКОТЕМПЕРАТУРНОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ

Полева И.И., к.т.н., Кудряшов В.А., Кодеба В.М.*
*Научно-исследовательский институт пожарной безопасности
и проблем чрезвычайных ситуаций

Представлен анализ экспериментальных исследований, а также нормативных параметров прочностных и упругопластических свойств тяжелого бетона на гранитном заполнителе в условиях высокотемпературного нагрева, характерного для пожара. Рассмотрены существующие подходы к трансформации диаграмм деформирования бетонов при высокотемпературном нагреве. Исходя из особенностей национальных технических нормативно-правовых актов, сформулированы основные требования и предложены зависимости к трансформации диаграмм деформирования для Республики Беларусь.

(Поступила в редакцию 21 декабря 2007 г.)

Введение

Известно, что преимущества железобетона заключаются в выгодном сочетании физико-механических свойств бетона и арматуры [1, 2]. Однако в условиях пожара, который сопровождается интенсивным прогревом материалов, такие конструкции могут разрушиться в течение нескольких часов или даже минут [3, 4]. Знание и понимание свойств материалов при высокотемпературном нагреве является основой при оценке огнестойкости железобетонных конструкций.

Характеристикам прочности и упругости бетонов на гранитном заполнителе при огневом воздействии посвящено достаточно большое количество работ [3–7], что также нашло отражение и в нормативных документах [8–11]. Однако в современных расчетных моделях их явно недостаточно. Появилась необходимость устанавливать полные диаграммы деформирования бетона под нагрузкой « $\sigma - \varepsilon$ » как обобщенную характеристику механических свойств и трансформировать их для условий нагрева [12, 13].

Прочность и деформативность моделей бетона при нагреве

К настоящему времени накоплен достаточно большой объем экспериментальных данных изменения прочности и упругости бетонов при высокотемпературном нагреве. Исследованию данных характеристик посвящены работы Яковлева А.И., Стрельчука Н.А., Ройтмана М.Я., Зенкова Н.И., Милованова А.Ф., Ройтмана В.М., а также Schneider U., Harmathy T.Z., Pettersson O., Malhotra H.L. и др. [3–6, 13–17].

Анализ результатов различных экспериментальных исследований показывает, что разброс значений коэффициента условий работы при пожаре $k_{c,t}$ велик, а отклонения от условного среднего значения достигают 50% (рисунок 1). Известно, что прочность бетона при нагреве в меньшей мере зависит от прочности бетона, а в большей – от типа заполнителя и последовательности приложения силовой и температурной нагрузки [3–6].

Так, в интервале 50–150 °С Милованов А.Ф. и Жуков В.В. [3, 18] отмечают локальное снижение прочности бетона, которое, по-видимому, имеет влажностную природу и поэтому в меньшей мере проявляется в предварительно высушенных образцах [3, 7]. Дальнейшее повышение температуры приводит к увеличению прочности бетона выше начальной, которое может быть зафиксировано только при нагружении заранее нагретых образцов [13]. Испытания с нагревом нагруженных образцов показывают большие значения коэффициента условий работы при пожаре в интервале 500–1000 °С [3, 13, 14].

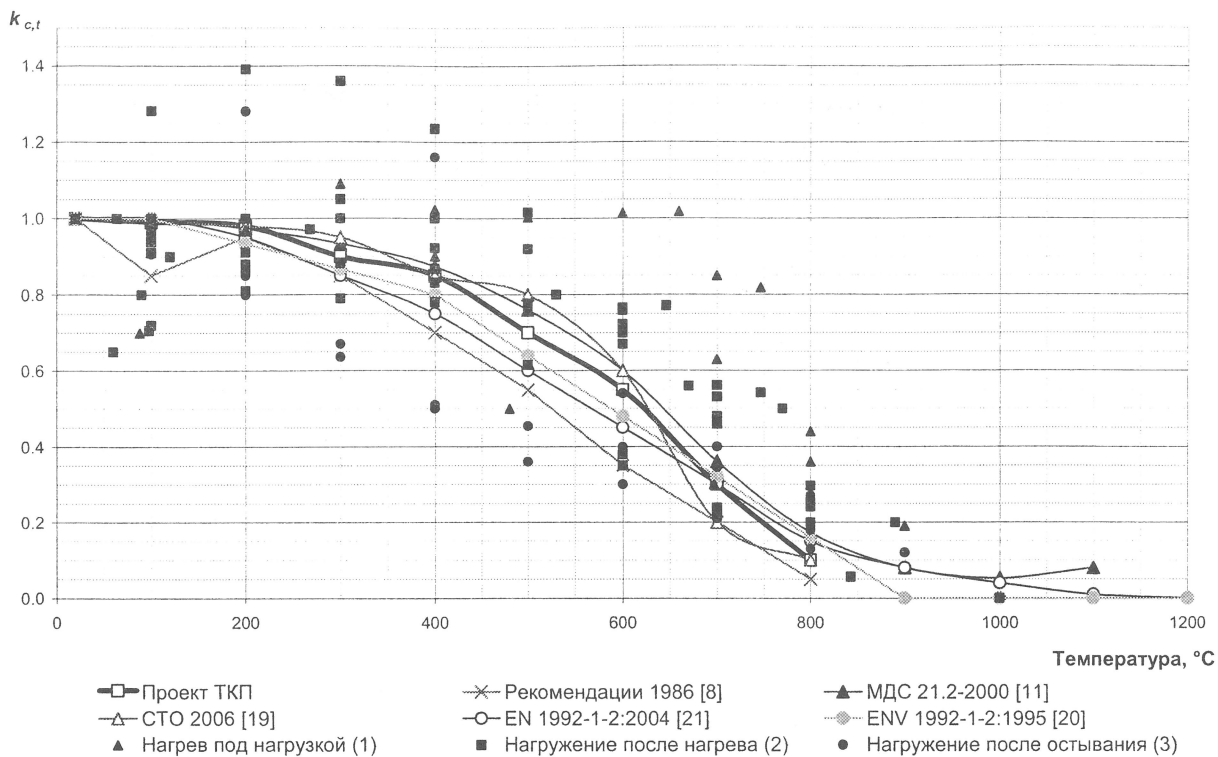


Рисунок 1 – Значение коэффициента условий работы бетона при нагреве по данным различных авторов и нормативных документов

Единая методика испытаний пока не принята. Среди существующих можно выделить четыре основные: 1) нагрев нагруженных образцов до разрушения при постоянной нагрузке; 2) нагрев до заданной температуры с последующим нагружением до разрушения; 3) нагрев до заданной температуры с последующим остыванием и нагружением до разрушения; 4) нагрев нагруженных образцов до определенной температуры, последующая разгрузка и нагружение до разрушения. На рисунке 1 для экспериментальных значений в скобках указан тип экспериментального метода.

Нормативные документы [8–11, 19–21] устанавливают более консервативные значения коэффициента условий работы бетона $k_{c,t}$ при нагреве: нивелируется начальное повышение прочности, скорость падения прочностных свойств близка ко второму типу экспериментальной оценки (рисунок 1). Рекомендации по расчету пределов огнестойкости [8] дают более строгие значения рассматриваемого параметра, однако в дальнейших расчетных процедурах используются повышающие коэффициенты, которые уравнивают их с МДС 21-2.2000 (Российская Федерация) [11].

Результаты исследований коэффициента условий работы при пожаре $k_{c,t}$ отражены в проекте ТКП «Строительные конструкции. Правила определения пределов огнестойкости», соответствующая зависимость представлена на рисунке 1.

Для установления и трансформации базовой диаграммы деформирования бетона при нагреве необходимо четко представлять составляющие деформаций. В нагретом напряженном бетоне суммарные деформации согласно материальному уравнению Y. Anderberg составляют [16]:

$$\varepsilon^{(tot)} = \varepsilon_{\sigma}(\sigma, \bar{\sigma}, T) + \varepsilon_{th}(T) + \varepsilon_{cr}(\sigma, T, t) + \varepsilon_{tr}(\sigma, T), \quad (1)$$

где $\varepsilon^{(tot)}$ – суммарные деформации;
 ε_{σ} – деформации напряжения;

ε_{th} – температурные деформации;
 ε_{cr} – деформации ползучести;
 ε_{tr} – деформации быстронатекающей температурной ползучести;
 T – температура;
 σ – напряжение;
 $\tilde{\sigma}$ – история напряжений;
 t – время.

Исходя из представленного материального уравнения (1), диаграммы деформирования должны трансформироваться не только в зависимости от температуры, но и от времени. Это усложняет поставленную задачу на порядок. Вместе с тем огневое воздействие до 4 часов считается кратковременным [7], а по результатам исследований А.Ф. Милованова [3] изменение скорости нагрева образцов в интервале 150–845 °С/ч практически не влияет на прочностные и упругопластические свойства бетона, поэтому многие исследователи нивелируют фактор времени и, как следствие, деформации ползучести и быстронатекающей температурной ползучести. Таким образом, материальный баланс принимает вид [13]:

$$\varepsilon^{(tot)} = \varepsilon_{\sigma}(T) + \varepsilon_{th}(T). \quad (2)$$

В отличие от температурных составляющих, деформации напряжения являются более сложной величиной. Одним из основных параметров, описывающих деформативность нагруженного бетона, является модуль упругости при сжатии $E_{c,0}$, который представляет собой тангенс угла наклона касательной к графику, описывающему диаграмму состояния бетона при осевом сжатии до напряжений $\sim 0,4f_{ck}$ [1,12]. Как показали испытания, при нагреве бетона падение структурной прочности сопровождается увеличением деформаций сжатия по сравнению с не нагретыми образцами. Уменьшение модуля упругости при нагреве принято учитывать с помощью коэффициента снижения модуля упругости $\beta_{c,t}$ (рисунок 2):

$$\beta_{c,t} = \frac{E_{c,t}}{E_{c,0}}, \quad (3)$$

где $E_{c,t}$ – модуль упругости бетона при нагреве.

Следует отметить, что для изменения модуля упругости при нагреве характерен меньший разброс значений ($\sim 30\%$). Это связано с тем, что данная величина может быть определена только на начальном этапе нагружения, что характерно только для экспериментальных исследований с нагружением после нагрева (2-й тип экспериментального метода).

Установлено, что скорость снижения модуля упругости может быть принята единой для бетонов различной прочности (но с одинаковым заполнителем), причем коэффициент упругости бетона при напряжениях, превышающих $0,4f_{ck}$, не зависит от напряжений в бетоне [3]. Так как предел огнестойкости характеризуется работой конструкции в предельных напряжениях, коэффициент снижения модуля упругости принят постоянным и зависящим только от температуры нагрева бетона и типа заполнителя.

Европейские нормы не используют модуль упругости [20, 21]. В качестве оценки деформативных качеств применяется только аналитическая аппроксимация диаграммы деформаций и напряжений. Коэффициент $\beta_{c,t}$ на рисунке 2 для европейских норм определен расчетным путем.

Увеличение деформаций происходит в основном за счет снижения модуля упругости. Так, в работе [13] показано, что высокотемпературный нагрев не влияет на предельную структурную прочность бетона f_c^{str} (прочность, соответствующая полностью упругой работе бетона), так как деструкция бетона при нагреве имеет в основном химическую природу.

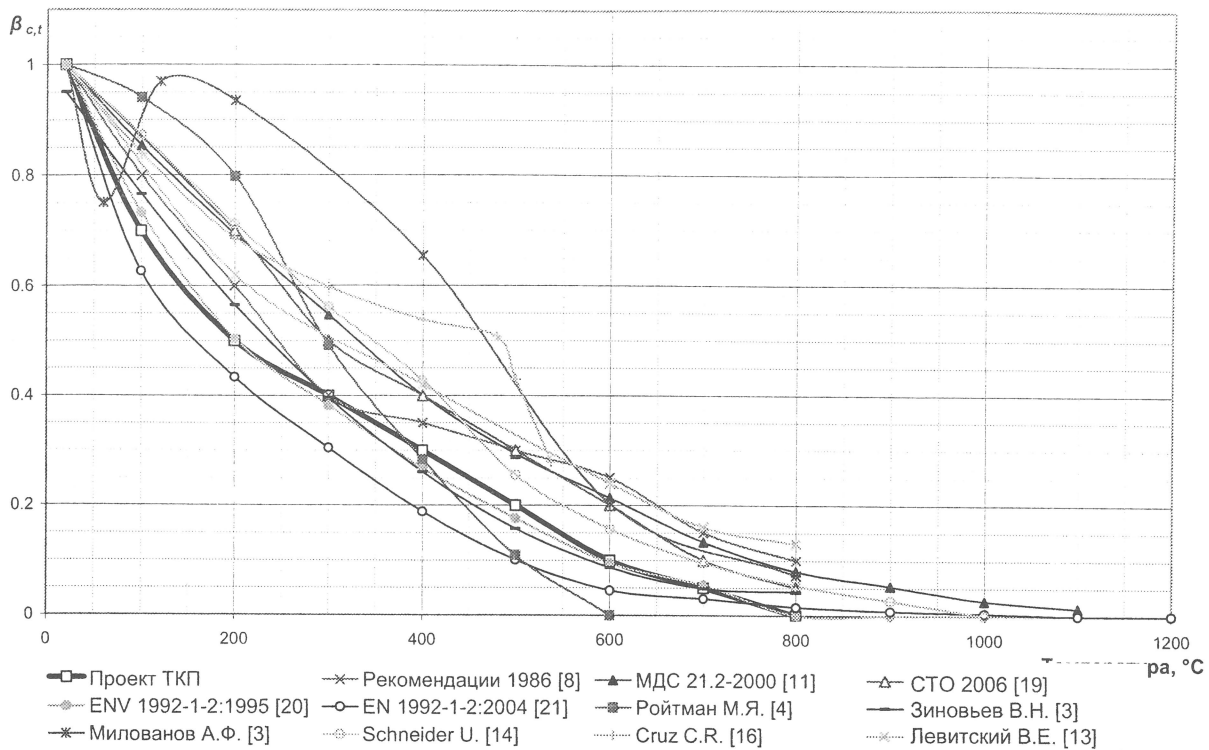


Рисунок 2 – Изменение коэффициента снижения модуля упругости при нагреве бетона

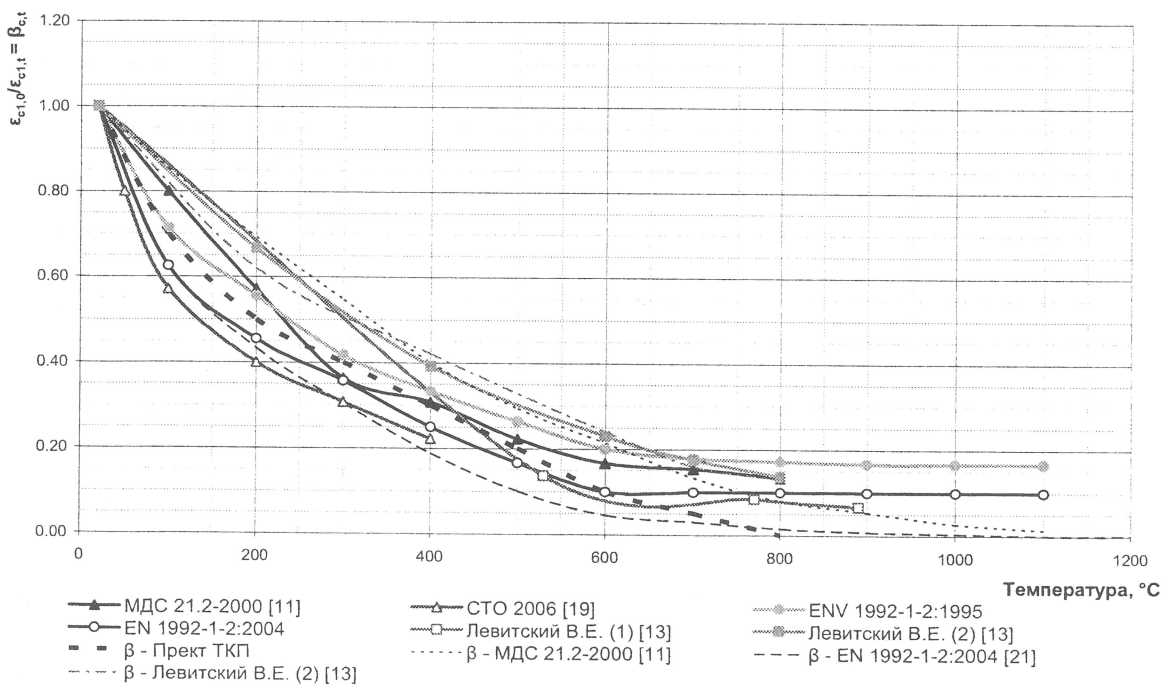


Рисунок 3 – Доля снижения пиковых деформаций при нагреве в сравнении с коэффициентом снижения модуля упругости при нагреве бетона (пунктир)

$$\frac{\varepsilon_{c1,0}}{\varepsilon_{c1,t}} = \frac{f_c^{str}}{E_{c,0}} \cdot \frac{E_{c,t}}{f_c^{str}} = \frac{E_{c,t}}{E_{c,0}} = \beta_{c,t}, \quad (4)$$

где $\varepsilon_{c1,0}$ и $\varepsilon_{c1,t}$ – соответственно деформации пиковых напряжений при нормальных условиях и при повышенной температуре.

На рисунке 3 проведено сравнение снижения пиковых деформаций с коэффициентом снижения модуля упругости при нагреве бетона. Видно, что с учетом отклонений экспериментальных показателей рассматриваемые показатели практически совпадают. Поэтому справедлива зависимость, при которой предельные деформации пропорциональны снижению модуля упругости (4). Основываясь на предположении о независимости модуля упругости от уровня напряжений [3], данную зависимость можно распространить на весь интервал силовых деформаций при нагреве:

$$\frac{\varepsilon_{ci,0}}{\beta_{c,t}} = \varepsilon_{ci,t}, \quad (5)$$

где $\varepsilon_{ci,0}$ и $\varepsilon_{ci,t}$ – соответственно деформации i -х напряжений при нормальных условиях и при повышенной температуре.

Приведенная зависимость (5) позволяет отказаться от нормирования деформационных параметрических точек на восходящей ветви диаграммы деформирования бетона, в отличие от принятого подхода в российских документах [11, 19].

В качестве характеристики нелинейности деформирования бетона используется характеристика $\nu_{c,t}$ (коэффициент упругости бетона), как отношение упругих деформаций к полным [3, 11]:

$$\nu_{c,t} = \frac{\varepsilon_{c,t}^{(el)}}{\varepsilon_{c,t}} = \frac{\sigma_{c,t}}{E_{c,t} \varepsilon_{c,t}} = \frac{\sigma_{c,0}}{E_{c,0}} \cdot \frac{k_{c,t}}{\beta_{c,t} \varepsilon_{c,t}}, \quad (6)$$

где $\varepsilon_{c,t}^{(el)}$ – упругая составляющая деформаций при повышенной температуре.

Учитывая, что при нагреве увеличиваются только упругие деформации (5), а также основываясь на гипотезе независимости предельных структурных напряжений f_c^{str} от нагрева, Левитский В.Е. предложил зависимость [13]:

$$\frac{\nu_{c1,t}}{\nu_{c1,0}} = \frac{f_{ck}}{E_{c,0}} \cdot \frac{k_{c,t}}{\beta_{c,t} \varepsilon_{c1,t}} \cdot \frac{f_{ck}}{E_{c,0} \varepsilon_{c1,0}} = \frac{\varepsilon_{c1,0}}{\varepsilon_{c1,t}} \cdot \frac{k_{c,t}}{\beta_{c,t}} = k_{c,t}, \quad (7)$$

где $\nu_{c1,0}$ и $\nu_{c1,t}$ – соответственно, коэффициенты упругости при пиковых напряжениях в нормальных условиях и при повышенной температуре.

Таким образом, основные параметры трансформации диаграмм деформирования бетона при нагреве зависимы и могут быть выражены с определенной степенью допущения через коэффициент условий работы бетона и коэффициент изменения модуля упругости при пожаре.

Существующие модели трансформации диаграмм деформирования бетона при нагреве

В связи с развитием и совершенствованием методов деформационной модели расчета бетонных и железобетонных конструкций, и включением их в качестве основной в нормативные документы различных стран [12], в том числе и Республики Беларусь [22], трансформация базовых диаграмм деформирования « $\sigma - \epsilon$ » для бетона в условиях высокотемпературного нагрева является актуальной задачей.

Следует отметить, что полные расчетные диаграммы используют крайне редко, что обусловлено сложностью расчетных процедур. Поэтому на практике диаграммы деформирования подвергаются линеаризации, что не приводит к существенной потере точности расчетов [12].

На основе развития методов деформационного расчета, в методических рекомендациях МДС 21.2-2000 (Российская Федерация) [11] была принята трехлинейная диаграмма деформирования бетона (рисунок 4), привязанная к нормированным параметрическим точкам. В качестве таковых были приняты:

1) Условный предел пропорциональности бетона, соответствующий $0,6f_{ck}$:

$$\sigma_{c0} = 0,6f_{ck}k_c(\Theta); \quad \epsilon_{c0} = 0,6\frac{f_{ck}k_{c,t}}{E_{c,0}\beta_{c,t}}. \quad (8)$$

2) Предельное напряжение при одноосном напряженном состоянии:

$$\sigma_{c1} = f_{ck}k_{c,t}; \quad \epsilon_{c1}. \quad (9)$$

3) Предельное напряжение при неоднородном напряженном состоянии:

$$\sigma_{cu} = f_{ck}k_{c,t}; \quad \epsilon_{cu} = 1,7\epsilon_{c0}. \quad (10)$$

Как видно из рисунка 4, первый участок диаграммы характеризует полностью упругую работу бетона. Вторая параметрическая точка соответствует предельным напряжениям сжатия. Деформации закритической области выражены в виде горизонтального участка, с предельным значением, соответствующим $1,7\epsilon_{c1}$. Согласно МДС 21.2-2000 (Российская Федерация) [11] эта область может быть принята только для конструкций с неоднородным напряженным состоянием.

В обновленном нормативном документе СТО 36554501-006-2006 (Российская Федерация) [19] было решено отказаться от нормирования упругих составляющих деформаций напряжения бетона, а трансформацию осуществлять на основе трех параметрических точек при билинейной диаграмме деформирования бетона при нагреве (рисунок 5):

1) условный предел пропорциональности бетона:

$$\sigma_{c0} = f_{ck}k_{c,t}; \quad \epsilon_{c0}; \quad (11)$$

2) предельное напряжение при одноосном напряженном состоянии:

$$\sigma_{c1} = f_{ck}k_c(\Theta); \quad \epsilon_{c1}; \quad (12)$$

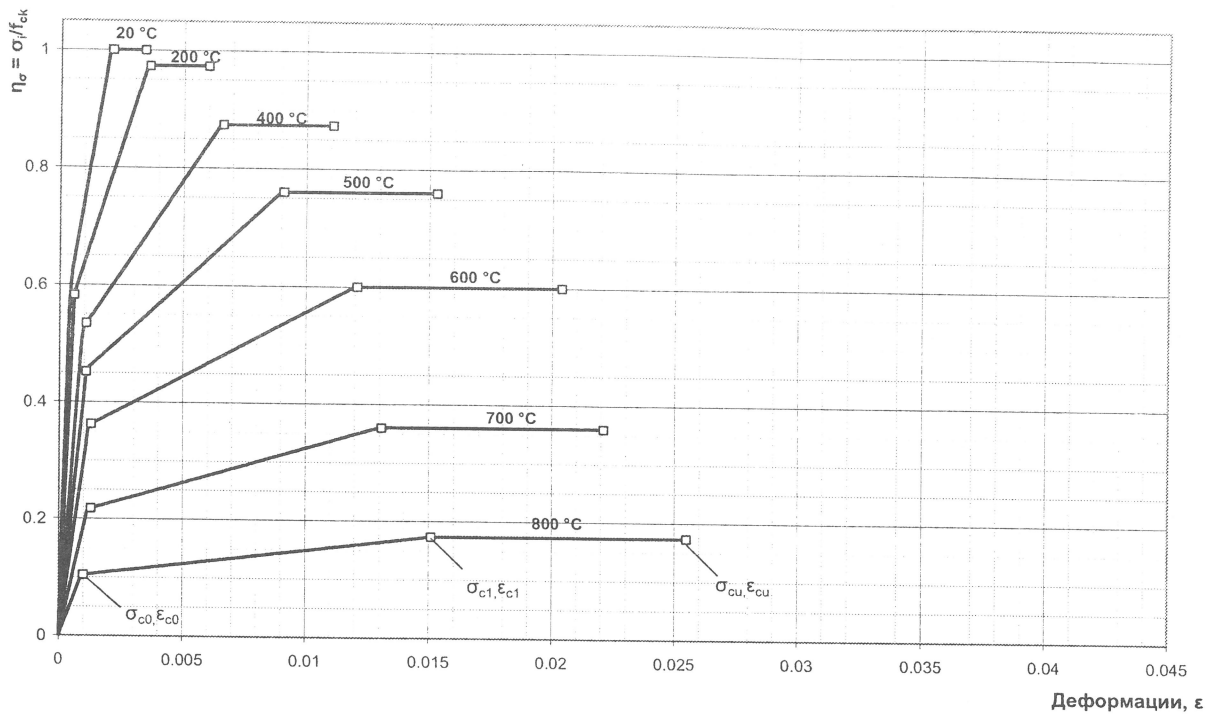


Рисунок 4 – Трансформация диаграмм деформирования бетона при нагреве согласно МДС 21.2-2000 [11]

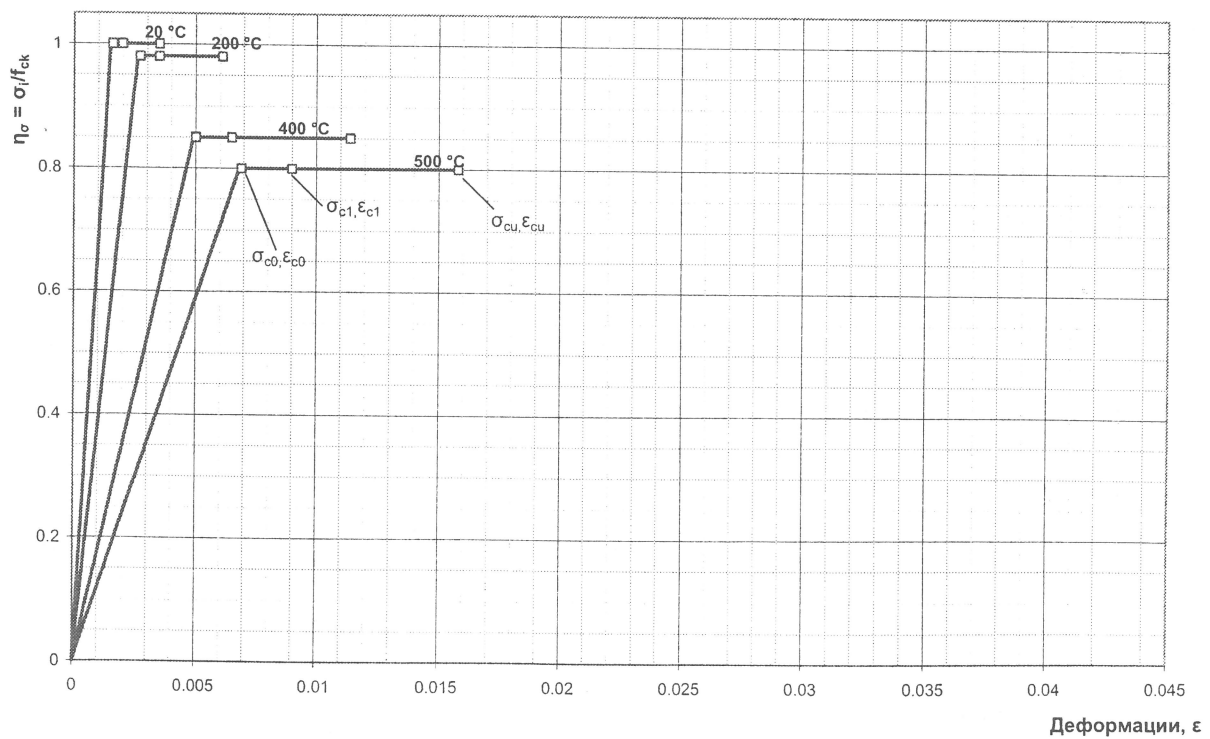


Рисунок 5 – Трансформация диаграмм деформирования бетона при нагреве согласно СТО 36554501-006-2006 [19]

3) предельное напряжение при неоднородном напряженном состоянии:

$$\sigma_{cu} = f_{ck} k_c (\Theta); \quad \varepsilon_{cu}. \quad (13)$$

В представленной модели трансформации диаграмм деформирования принимается псевдоупругая работа бетона на восходящей ветви, причем максимальному напряжению сжатия соответствуют меньшие значения деформаций ($0,75\varepsilon_{c1}$). Второй и третий участки деформирования представлены в виде горизонтальных прямых, предельные деформации ε_{cu} (для неоднородного напряженного состояния) соответствуют МДС 21.2-2000 [11], но с использованием коэффициента 1,75.

Анализ европейских норм ENV 1992-1-2:1996 и EN 1992-1-2:2004 [20, 21] говорит о том, что трансформация диаграмм деформирования бетона при нагреве может быть осуществлена в виде нелинейной математической зависимости без привлечения дополнительных коэффициентов снижения упругопластических свойств бетона. В обеих редакциях зависимость напряжений и деформаций выражена в следующем виде [20, 21] (рисунок 6):

$$\frac{\sigma_{ci,t}}{f_{ck}} = k_{c,t} \left[\frac{\varepsilon_{ci,t}}{\varepsilon_{c1,t}} \cdot \frac{3}{2 + \left(\frac{\varepsilon_{ci,t}}{\varepsilon_{c1,t}}\right)^3} \right] = \frac{3k_{c,t}\varepsilon_{ci,t}}{\varepsilon_{c1} \left(2 + \left(\frac{\varepsilon_{ci,t}}{\varepsilon_{c1,t}}\right)^3\right)}. \quad (14)$$

Как видно из представленной диаграммы (рисунок 6), европейские нормы более оптимистично оценивают работу бетона при нагреве. В закритической области работы бетона предельные деформации ε_{cu} в 1,6–8 раз превышают деформации пиковых напряжений, которые, в свою очередь, фактически соответствуют предельным деформациям отечественных диаграмм.

Одна из перспективных зависимостей, связывающих напряжения нагретого бетона с его деформациями, представлена и обоснована в работе Левитского В.Е., на основе статистического распределения прочности структурных связей Вейбулла [13]:

$$\frac{\sigma_{ci,t}}{f_{ck}} = \frac{\varepsilon_{ci,t}}{\varepsilon_{c1,t}} \exp \left(k \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_{ci,t}}{\varepsilon_{c1,t}} \right)^{\frac{1}{k}} \right] \right), \quad (15)$$

$$k = -\ln(v_{c1,t}). \quad (16)$$

Данное выражение позволяет получить кривые деформирования бетона (рисунок 7), которые могут быть отнесены к нелинейным моделям трансформации диаграмм деформирования при нагреве. В выражении используется коэффициент упругости бетона при нагреве $v_{c,t}$, что благоприятным образом сказывается на сходимости расчетных характеристик при вариации модуля упругости исходной смеси. Автор ограничивает закритические деформации значением 1,8 от деформаций пиковых напряжений. При построении использовались значения коэффициента условий работы при пожаре с учетом упрочнения бетона [3, 13].

Из сравнения различных моделей трансформации диаграмм деформирования можно сделать вывод, что положение кривых при равных температурах полностью определяется исходными характеристиками снижения упругопластических и прочностных свойств бетона и принятыми параметрическими точками. Если принять единые исходные данные, в том

числе и значение деформаций в пиковой точке диаграммы деформирования, то зависимости достаточно хорошо коррелируют друг с другом, разброс значений деформаций при равных напряжениях для разных температур не превышает 20%. Наиболее перспективными являются зависимости, которые используют начальные характеристики бетона.

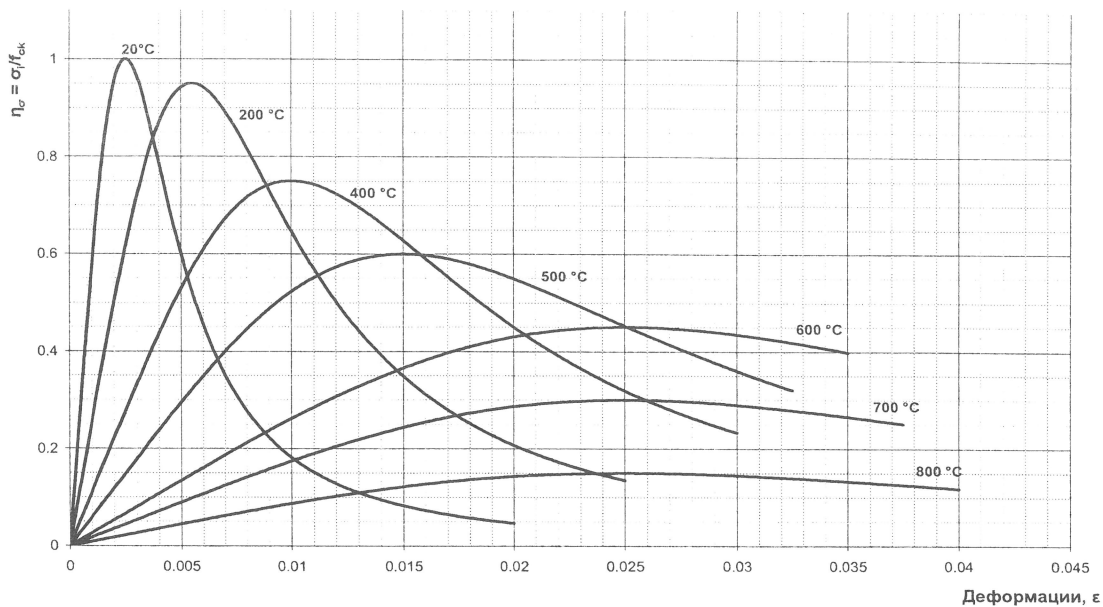


Рисунок 6 – Трансформация диаграмм деформирования бетона при нагреве согласно ENV 1992-1-2:1996 и EN 1992-1-2:2004 [20, 21]

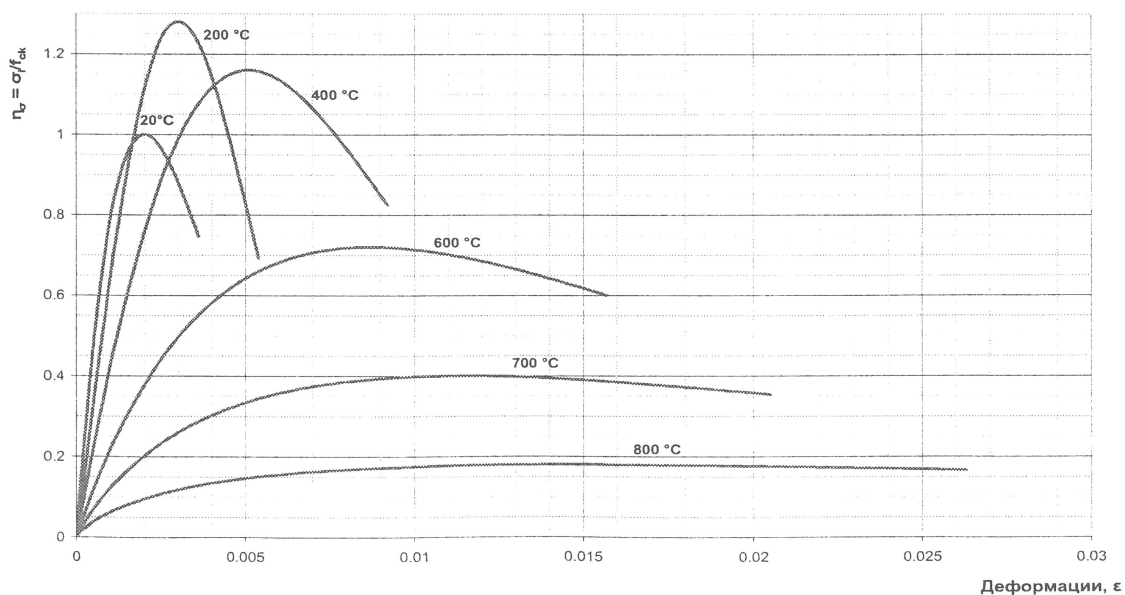


Рисунок 7 – Трансформация диаграмм деформирования бетона при нагреве, согласно Левитскому В.Е. [13]

Формирование определяющих параметров трансформации диаграмм деформирования бетона при нагреве

В Республике Беларусь с введением в действие СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции» [22] в качестве основной принята расчетная модель, основанная на условиях равновесия и совместности деформаций. Бетон, обладая существенной нелинейностью свойств, является внутренне статически неопределимым материалом, поэтому оценка его фактического напряженного состояния невозможна без совместного рассмотрения напряжений и деформаций [13]. Это приводит к необходимости использовать обоснованные зависимости, связывающие напряжения и деформации в процессе нагружения, а также их обоснованные модели трансформации в условиях высокотемпературного нагрева.

Анализ существующих подходов [2, 11–13, 19, 20–22] позволяет выстроить следующую последовательность решения поставленной задачи. В первую очередь необходимо сформулировать основные критерии, которым должно удовлетворять аналитическое описание диаграммы деформирования бетона « $\sigma - \varepsilon$ ». Затем необходимо оценить уровень идеализации кривых деформирования, а также определить критерии трансформации для рассматриваемых условий. Многие исследователи избегают процедуры трансформации путем создания независимых диаграмм деформирования бетона. Такой подход имеет свои преимущества, однако не способствует обобщению теоретических исследований, нередко такие диаграммы сложны для логического обоснования. Поэтому авторы настоящей статьи для условий высокотемпературного нагрева придерживаются методов трансформации диаграмм деформирования, полученных при стандартных силовых испытаниях.

Основные критерии для аналитического описания диаграмм деформирования нагретого бетона [12]:

- 1) возможность наиболее полного отображения деструктивных процессов, происходящих в бетоне;
- 2) сравнительная простота аналитической зависимости;
- 3) возможность трансформации аналитических зависимостей для учета влияния высокотемпературного нагрева.

Полученная кривая деформирования должна отвечать физической природе деформирования бетона: проходить через начало координат и основную базовую точку, соответствующую вершине диаграммы (пиковым напряжениям). Угол наклона касательной в начале координат должен соответствовать модулю упругости, а в вершине – быть равным нулю.

Следует сформулировать основные физические зависимости, принимаемые в качестве исходных для трансформации. Эти зависимости, описывающие снижение прочностных и упругопластических свойств бетона при нагреве, подробно обоснованы в первой части статьи:

$$f_{c,t} = f_{ck} k_{c,t}, \quad (17)$$

$$E_{c,t} = E_{c,0} \beta_{c,t}, \quad (18)$$

$$\nu_{c,t} = \frac{\sigma_{c,t}}{E_{c,t} \varepsilon_{c,t}}, \quad (19)$$

$$\varepsilon_{ci,t} = \frac{\varepsilon_{ci,0}}{\beta_{c,t}}. \quad (20)$$

Исследователи сходятся во мнении, что с повышением прочности бетона предельные деформации уменьшаются, а отношение предельных деформаций к деформациям в пи-

ковой точке деформирования при нагреве остается величиной постоянной [2, 12, 23]. Величина предельных деформаций при пожаре может быть принята:

$$\varepsilon_{cu,t} = n_\varepsilon \varepsilon_{cl,t}, \quad (21)$$

где n_ε – коэффициент пропорциональности предельных деформаций.

Анализ существующих предложений позволяет сделать вывод, что значение коэффициента пропорциональности для обычного бетона на гранитном заполнителе следует принимать равным 1,75 [23].

Выявлено, что трансформация диаграмм на восходящей ветви деформирования может производиться координатным методом на основе аналитических либо экспериментальных кривых путем переноса исходных точек (координат) $\sigma_{ci,0}$ и $\varepsilon_{ci,0}$ при нормальных условиях по закону:

$$\varepsilon_{ci,t} = \frac{\varepsilon_{ci,0}}{\beta_{c,t}}; \quad \sigma_{ci,t} = \sigma_{ci,0} k_{c,t}. \quad (22)$$

При рассмотрении существующих методов аналитической аппроксимации диаграмм деформирования следует учитывать, что согласно СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции» [22] допускается принимать аналитические зависимости, соответствующие полной (реальной), параболически-линейной и упрощенной билинейной диаграммам деформирования бетона. В связи с этим необходимо проанализировать все допустимые подходы на предмет трансформации в условиях высокотемпературного нагрева.

Для описания полной диаграммы деформирования бетона в условиях осевого кратковременного сжатия СНБ 5.03.01-02 предусматривает следующую зависимость («мадридскую»):

$$\frac{\sigma}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad (23)$$

где f_{cm} – прочность бетона на осевое сжатие, установленная для проектирования конструкций [23];

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}}, \quad (24)$$

$$k = \frac{1,1 E_{cm,n} \cdot \varepsilon_{cl}}{f_{cm}}, \quad (25)$$

где $E_{cm,n}$ – модуль упругости бетона для нелинейных расчетов конструкций, определяемый по формуле:

$$E_{cm,n} = 22 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3}. \quad (26)$$

В ходе анализа исходной зависимости с учетом снижения прочностных характеристик (15), (16), (19) выявлена трансформированная зависимость, которая хорошо сходится с экспериментальными данными. Прочность бетона на осевое сжатие, установленная для

проектирования конструкций f_{cm} в запас надежности, заменяется нормативным сопротивлением бетона сжатию f_{ck} (расчеты огнестойкости выполняются с нормативными показателями [8–11, 19]). Таким образом, зависимость принимает вид:

$$\frac{\sigma}{f_{ck}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad (27)$$

$$\eta = \frac{\varepsilon_{ci,t}}{\varepsilon_{c1,t}}, \quad (28)$$

$$k = 1,9 \cdot 10^8 \frac{\beta_{c,t} \varepsilon_{c1,t}}{f_{ck}^{0,7} k_{c,t}}. \quad (29)$$

В качестве альтернативной в СНБ 5.03.01-02 предложена параболически-линейная аппроксимация с двумя параметрическими точками, соответствующими пиковой точке напряжения и предельной деформации. Так как при расчете огнестойкости используются нормативные характеристики материалов, учитывая, что любые видоизменения диаграммы деформирования в сторону уменьшения либо увеличения деформаций могут привести к нежелательным последствиям, для расчетов огнестойкости предлагается трансформировать параболически-линейную зависимость для основных параметрических точек:

$$\frac{\sigma_c}{f_{ck}} = \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (30)$$

в виде:

$$\frac{\sigma_{ci,t}}{f_{ck}} = k_{c,t} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_{ci,0}}{\varepsilon_{c1,t}} \right)^n \right], \quad (31)$$

где n – коэффициент согласно СНБ 5.03.01-02.

Параметрические точки упрощенной билинейной диаграммы деформирования могут быть приняты по аналогии с параболически-линейной. Однако полученная диаграмма по сравнению с существующими дает большие отклонения при повышенных температурах. Целесообразно дальнейшее изучение представленной зависимости на основе деформационных расчетов испытанных конструкций.

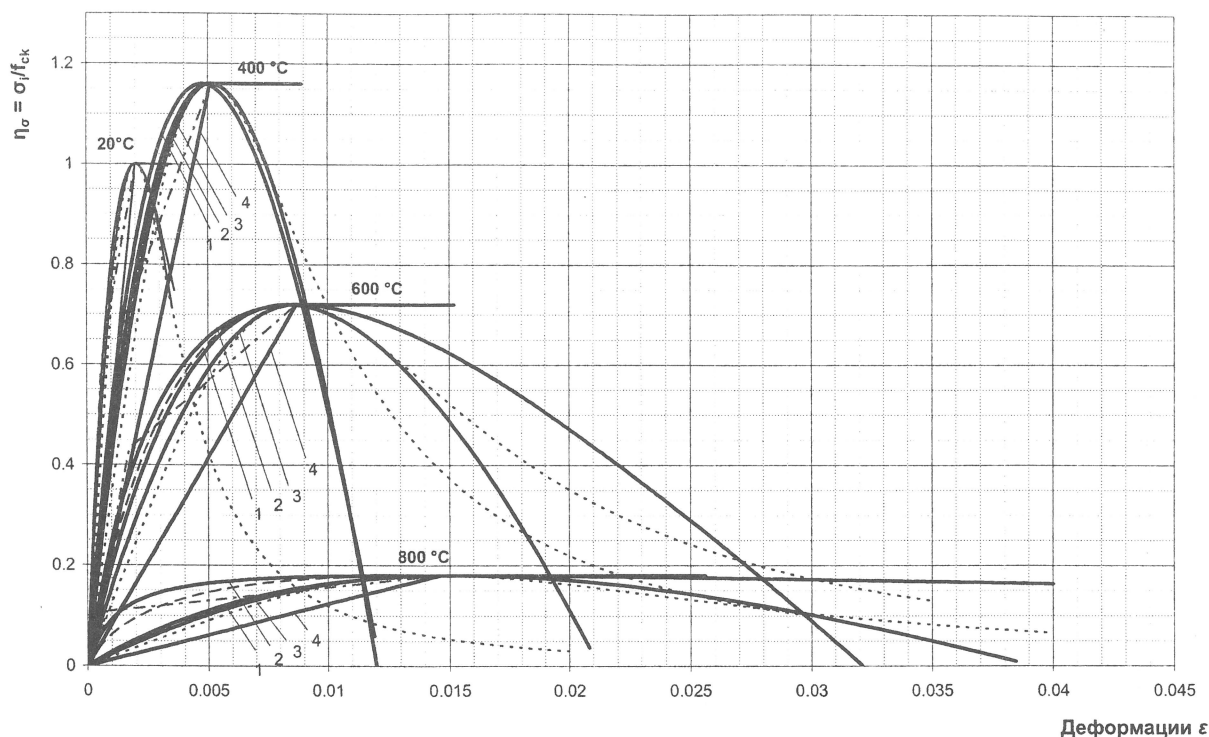
Таким образом, предлагается три аналитических метода трансформации диаграмм деформирования (рисунок 8):

- координатный метод;
- трансформированная «мадридская» зависимость;
- трансформированная параболически-линейная зависимость.

Заключение

Результаты исследований снижения прочностных и упругопластических свойств бетона включены в проект ТКП «Строительные конструкции. Правила определения пределов огнестойкости» и в полной мере соответствуют сложившимся подходам в отечественной и зарубежной практике. В целях развития расчетных методов на основе деформационной

модели в настоящей статье предложены подходы к трансформации аналитических диаграмм деформирования по СНБ 5.03.01-02 в условиях кратковременного высокотемпературного нагрева.



1 – трансформированная «мадридская» зависимость (координатный метод); 2 – трансформированная «мадридская» зависимость (27); 3 – трансформированная параболически-линейная зависимость (31); 4 – трансформированная билинейная зависимость

Рисунок 8 – Аналитическая трансформация диаграмм деформирования бетона при нагреве (пунктирными линиями отмечены существующие методы трансформации)

ЛИТЕРАТУРА

1. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции: общ. курс / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1984. – 728 с.
2. Пецольд, Т.М. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования: учеб. пособие / Т.М. Пецольд, В.В. Тур. – Брест: БГТУ, 2003. – 380 с.
3. Милованов, А.Ф. Стойкость железобетонных конструкций при пожаре / А.Ф. Милованов. – М.: Стройиздат, 1998. – 304 с.
4. Ройтман, М.Я. Пожарная профилактика в строительном деле: учеб. пособие / М.Я. Ройтман; под ред. Н.А. Стрельчука. – М.: ВИПТШ МВД, 1975. – 524 с.
5. Зенков, Н.И. Строительные материалы и их поведение в условиях пожара / Н.И. Зенков. – М.: ВИПТШ МВД СССР, 1974. – 176 с.
6. Огнестойкость зданий / В.П. Бушев [и др.]; под общ. ред. В.А. Пчелинцева. – 2-е изд. – М.: Изд-во лит. по строительству, 1970. – 261 с.
7. Полевода, И.И. Огнестойкость изгибаемых железобетонных конструкций из высокопрочного бетона: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / И.И. Полевода. – Минск: БНТУ, 2004. – 122 л.
8. Рекомендации по расчету пределов огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций / НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1986. – 40 с.

9. Инструкция по расчету фактических пределов огнестойкости железобетонных строительных конструкций на основе новых требований строительных норм и правил / ВНИИПО МВД СССР. – М.: ВНИИПО, 1982. – 452 с.
10. Инструкция по расчету фактических пределов огнестойкости железобетонных строительных конструкций на основе применения ЭВМ / ВНИИПО МВД СССР. – М.: ВНИИПО, 1975. – 220 с.
11. Методические рекомендации по расчету огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций – М.: ГУП «НИИЖБ», 2000. – 92 с.
12. Тур, В.В. Прочность и деформации бетона в расчетах конструкций: монография / В.В. Тур, Н.А. Рак. – Брест: Изд-во БГТУ, 2003. – 252 с.
13. Левитский, В.Е. Диаграммный метод решения статической задачи расчета огнестойкости железобетонных конструкций: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / В.Е. Левитский. – М.: РГБ, 2006. – 216 л.
14. Bernhart, D. The effect of support conditions on the fire resistance of a reinforced concrete beam: Fire Engineering Research Report [Electronic resource] / B. Bernhart. – Christchurch, New Zealand: University of Canterbury, 2004. – 147 p. Mode of access: <http://www.civil.canterbury.ac.nz/fire/pdfreports/DBernhart04.pdf>. – Date of access: 12.09.2007.
15. Ройтман, В.М. Инженерные решения по оценке огнестойкости проектируемых и реконструируемых зданий / В.М. Ройтман. – М.: Ассоц. «Пожарная безопасность и наука», 2001. – 382 с.
16. Lim, C.S. Membrane action in fire exposed concrete floor systems: thesis ... dr. philosophy [Electronic resource] / C.S. Lim. – Christchurch, New Zealand: University of Canterbury, 2003. – 318 p. Mode of access: <http://www.civil.canterbury.ac.nz/fire/pdfreports/LLimPhDThesis.pdf>. – Date of access: 12.09.2007.
17. Wang, G. Performance of reinforced concrete flat slabs exposed to fire: Fire Engineering Research Report [Electronic resource] / G. Wang. – Christchurch, New Zealand: University of Canterbury, 2006. – 265 p. Mode of access: <http://www.civil.canterbury.ac.nz/fire/pdfreports/GWang06.pdf>. – Date of access: 12.09.2007.
18. Жуков, В.В. Свойства тяжелого бетона после пожара / В.В. Жуков, А.А. Гусев // Бетон и железобетон. – 1984. – № 1. – С. 25–26.
19. Стандарт организации. Правила по обеспечению огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций: СТО 36554501-006-2006. – Введ. 01.11.06. – М.: ФГУП «НИЦ «Строительство», 2006. – 82 с.
20. Draft for development of European standard. Eurocode 2. Design of concrete structures. Part 1–2. General rules. Structural fire design: ENV 1992-1-2:1995(E). – Implemented 15 July 1996. Superseded 8 July 2004. – London: BSI, 1996. – 63 p.
21. European standard. Eurocode 2. Design of concrete structures. Part 1–2. General rules. Structural fire design: EN 1992-1-2:2004(E). – Implemented 8 July 2004. – Brussels: CEN, 2004. – 97 p.
22. Национальный комплекс нормативно-технических документов в строительстве. Строительные нормы Республики Беларусь. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Введ. 20.06.02. – Минск: РУП «Минсктиппроект», 2003. – 146 с.
23. Касперов, Г.И. Расчет пределов огнестойкости колонн из высокопрочного бетона / Г.И. Касперов, И.И. Полевода // Вестн. БГТУ. Строительство и архитектура. – 2003. – № 1 (19). – С. 85–89.