

В.Е. ЛЕВИТСКИЙ¹

¹ФГАОУ ВО «Российский университет транспорта», г. Москва, Россия

ДЕФОРМАТИВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ НАГРУЖЕННОГО БЕТОНА ПРИ НЕСТАЦИОНАРНОМ НАГРЕВЕ

Аннотация. Теория накопления повреждений в бетоне как неоднородно-хрупком материале применительно к условиям высокотемпературного резкорезимного нагрева дополнена предпосылкой об инвариантности предельных структурных напряжений, позволяющей представить развитие нелинейного компонента деформации и снижение прочности как единый процесс. Характеристикой этого процесса является коэффициент упругости (коэффициент секущего модуля) бетона, приобретающий в рассматриваемой постановке характер энтропийного параметра поврежденности материала. Следствия данной предпосылки сформулированы в виде базовых термомеханических соотношений, благодаря которым появляется возможность представить реакцию бетона на действие температуры и нагрузки как результат действия двух деградиционных механизмов: испарения влаги из геля цементного камня и разрушения структурных связей с ростом температуры, которые реализуются соответственно в виде линейного и нелинейного компонентов силовой деформации.

Предложена методика нормализации (представления в относительном к начальному значению виде) кривых развития силовых деформаций бетона, которая позволяет обоснованно разделить эти компоненты при анализе кривых деформирования и найти необходимые для их описания температурные параметры в условиях нагрева в нагруженном состоянии. Выявлено, что при той же нагрузке и температуре повышение деформативности при нагреве бетона в нагруженном состоянии по сравнению с нагружением после нагрева происходит за счёт увеличения линейного компонента при сохранении его доли в составе полной деформации, характеризуемой коэффициентом упругости, постоянной. Показано, что допущения, принятые в существующих моделях деформирования нагруженного бетона при нестационарном нагреве, являются частными решениями и определены условия, при которых их применение становится возможным.

Ключевые слова: бетон, огнестойкость, нагрев под нагрузкой, диаграмма деформирования, модуль упругости при нагреве, разделение компонентов деформации, модель термосилового сопротивления.

V.E. LEVITSKY¹

¹Russian University of Transport, Moscow, Russia

STRAIN PARAMETERS OF LOADED CONCRETE UNDER TRANSIENT HEATING CONDITIONS

Abstract. The theory of damage accumulation in concrete as a heterogeneous-brittle material, as applied to conditions of high-temperature, abrupt heating, is supplemented by the premise of the invariance of ultimate structural stresses, which makes it possible to imagine the development of a nonlinear component of deformation and a decrease in strength as a single process. A characteristic of this process is the elasticity coefficient (secant modulus coefficient) of concrete, which in the formulation under consideration acquires the character of an entropy parameter of material damage. The consequences of this premise are formulated in the form of basic thermomechanical relationships, thanks to which it becomes possible to consider the reaction of concrete to the action of temperature and load as a result of the action of two degradation mechanisms: evaporation of moisture from the gel of cement stone and destruction of structural bonds with increasing temperature, which are realized respectively in the form of linear and nonlinear components of force deformation.

A method of normalization (representation in a form relative to the initial value) of the development curves of force deformations of concrete is proposed, which allows us to reasonably separate these components when analyzing the deformation curves and find the temperature parameters necessary for their description under heating conditions in a loaded state. It was revealed that at the same load and temperature, an increase in deformability when heating concrete in a loaded state compared to loading after heating occurs due to an increase in the linear component while maintaining its share in the total deformation, characterized by the elasticity coefficient, constant. It is shown that the assumptions made in existing models of deformation of loaded concrete during unsteady heating are partial solutions, and the conditions under which their use becomes possible are determined.

Keywords: concrete, fire, transient thermal strain, thermo-mechanical behavior, explicit and implicit constitutive model, load induced thermal strain, master curve LITS.

Введение

Достоверность результатов расчёта огнестойкости железобетонных конструкций, для которых характерен интенсивный прогрев бетона сжатой зоны, во многом зависит от соответствия принятых параметров связи напряжений и деформаций бетона его действительным условиям работы в конструкции.

Вполне очевидным способом получения необходимых для расчёта диаграмм «напряжения – деформации» бетона являются испытания образцов при нагружении после нагрева до заданных температур (по аналогии со стандартными испытаниями в нормальных температурных условиях), однако в конструкциях бетон подвергается нагреву в нагруженном состоянии.

В связи с этим альтернативным и впоследствии основным экспериментальным источником информации о поведении нагруженного бетона в условиях нестационарного нагрева стали кривые развития полных деформаций образцов, предварительно нагруженных до некоторого уровня напряжений (0,2...0,8 от разрушающей нагрузки при нормальной температуре), который оставался постоянным в процессе нагрева с заданной скоростью роста температуры (0,5...5 °С/мин). И хотя этот вид испытаний также не полностью соответствует условиям работы бетона в конструкции, где напряжения в результате перераспределения по сечению изменяются режимно (возрастают или снижаются), анализ имеющихся результатов [1-6] позволил выявить ряд характерных особенностей. Наличие приложенной нагрузки оказывало некоторое не столь существенное влияние на прочность, но в значительно большей степени приводило к повышению деформативности бетона, которая возрастала более чем в два раза. Первоначально этот эффект исследователи пытались связать с интенсификацией кратковременной температурной ползучести, однако эксперименты с изменением скорости нагрева в достаточно широких пределах (с достижением температуры 750°С за интервал от 2,5 до 25 часов) показали, что деформации практически не зависят от времени, то есть не являются ползучестью в привычном смысле.

Дальнейшие исследования повышения деформативности нагруженного бетона были направлены на выявление влияющих факторов, объяснение причин столь необычного термомеханического проявления и выработку подходов к его численному описанию применительно к задачам расчёта. Несмотря на то, что вторая и третья задачи взаимосвязаны и должны базироваться на общей теоретической основе, их решение осуществлялось раздельно. В настоящее время в существующих вариантах описания деформаций нагруженного бетона в условиях кратковременного высокотемпературного нагрева преобладает *феноменологический подход*, то есть построение моделей ориентировано на подбор удачных кривых, аппроксимирующих результаты наблюдаемого процесса как некоего объективного феномена без анализа механизмов, обеспечивающих его функционирование и реализацию.

Исторически первой появилась модель деформирования бетона Андерберга-Теландерссона (Y. Anderberg, S. Thelandersson) [2] из университета Лунд (Швеция), которые по результатам обширной программы экспериментальных исследований предложили

представить полную деформацию нагруженного сжимающим усилием бетона $\varepsilon_{b,tot}$, зависящую от температуры T , напряжения σ и времени их совместного действия t в виде суммы четырёх компонент:

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

где $\varepsilon_{b,th}(T)$ – свободная температурная деформация, определяемая при нагреве ненагруженных образцов; $\varepsilon_{b,\sigma}(\sigma, T)$ – механическая деформация, определяемая при нагружении образцов после нагрева; $\varepsilon_{b,cr}(\sigma, T, t)$ – деформация ползучести, определяемая в условиях длительной выдержки образцов под постоянной нагрузкой (при кратковременном нагреве этой составляющей можно пренебречь); $\varepsilon_{b,tr}(\sigma, T)$ – переходная деформация (transient strain), проявляющаяся только при первом нагреве бетона в нагруженном состоянии и определяемая вычитанием из полной деформации всех остальных компонентов.

Для принятого в эксперименте диапазона температур (до 550 °С) и уровней нагружения ($\sigma_b / R_{b,0}$ до 0,675) переходную деформацию бетона предлагалось принимать линейно зависящей от уровня нагружения и пропорциональной свободной температурной деформации:

$$\varepsilon_{b,tr} = -k_2 \cdot \left(\frac{\sigma_b}{R_{b,0}} \right) \cdot \varepsilon_{b,th}, \quad (2)$$

где σ_b – действующие напряжения сжатия в бетоне; $R_{b,0}$ – прочность бетона при нормальной температуре; k_2 – экспериментально определяемый параметр, который для исследуемого состава бетона составил 2,35.

Сумма деформаций $\varepsilon_{b,\sigma}(\sigma, T)$ и $\varepsilon_{b,tr}(\sigma, T)$ составляют так называемую силовую деформацию нагруженного бетона

$$\varepsilon_{b,t}(\sigma, T) = \varepsilon_{b,\sigma}(\sigma, T) + \varepsilon_{b,tr}(\sigma, T), \quad (3)$$

на описании которой было сосредоточено внимание в последующих моделях. При этом принятые Андербергом и Теландерссоном предпосылки (о независимости силовых и температурных деформаций, о незначительном вкладе деформаций ползучести, о линейной зависимости переходных деформаций от уровня нагружения) были сохранены, а критике подверглось лишь предположение о пропорциональности между переходным и свободным тепловым компонентами деформации, поскольку не было надлено физическим смыслом и плохо соотносилось с данными экспериментов.

Вторая крупная программа исследования особенностей деформирования нагруженного бетона при нагреве была выполнена под руководством Шнайдера (U. Schneider) [3] в Университете Брауншвейг (Германия). Поскольку значительное внимание в экспериментах было уделено развитию деформаций ползучести бетона в условиях длительного нагрева, предложенная модель описания силовой деформации основывалась на модифицированной функции податливости Базанта $J(\sigma, T)$ и включала три компонента – упругий $\sigma_b / E_{b,t}$, неупругий $\sigma_b / k \cdot E_{b,t}$ (развивающийся при нагружении после нагрева) и переходный $\sigma_b / \Phi \cdot E_{b,t}$ (развивающийся при нагреве в нагруженном состоянии, возрастающий пропорционально уровню нагружения):

$$\varepsilon_{b,t}(\sigma, T) = \frac{\sigma_b}{E_{b,t}} + \sigma_b \cdot J(\sigma, T); \quad J(\sigma, T) = \frac{1}{E_{b,t}} \cdot (k + \Phi), \quad (4)$$

где $E_{b,t}$ – модуль упругости бетона при нагреве; k – функция нелинейности при кратковременном нагружении нагретого бетона; Φ – функция нелинейности, зависящая от уровня нагружения, температуры и начальной влажности бетона.

В разные годы было предложено несколько вариаций этой модели [4], однако из-за своей сложности и ограниченности применения эмпирических функций конкретными составами бетона ни один из них широкого инженерного применения не получил.

Значительный комплекс экспериментальных исследований деформаций нагретого бетона с учётом влияния условий испарения влаги был проведен в Imperial College в Лондоне

(Великобритания) под руководством Хюри, Грейнджера и Салливана (G.A. Houry, V.N. Grainger and P.J.E. Sullivan) [5, 6]. В построенной на его основе модели силовая деформация нагруженного бетона была разделена на два компонента – проявившийся до нагрева $\varepsilon_{b,0}(\sigma)$ и развивающийся в процессе нагрева $\varepsilon_{b,LITS}(\sigma, T)$:

$$\varepsilon_{b,t}(\sigma, T) = \varepsilon_{b,0}(\sigma) + \varepsilon_{b,LITS}(\sigma, T) \quad (5)$$

Второй компонент, названный LITS (load induced thermal strain), в модели Хюри и её модификациях Дидерихса и Терро (U. Diederichs, M.J. Terro) [7, 8] принимался линейно зависящим от уровня напряжений, то есть предпосылка Андерберга-Теландерссона была признана справедливой уже не только для переходного компонента деформаций, но и распространена на все силовые деформации, развивающиеся при нагреве нагруженного бетона. Это позволило реализовать идею «базовой кривой» (master curve) LITS, когда кривая развития силовых деформаций бетона с ростом температуры, полученная для одного уровня нагружения, может быть превращена в кривую для любого другого пропорционально отношению уровней нагружения. Модель не учитывала, что у образцов с более высокими уровнями нагружения интенсивный рост деформаций, заканчивающийся разрушением, будет начинаться при меньших температурах, однако и сами авторы отмечали, что эта стадия работы не рассматривается и применимость модели ограничивается относительно невысокими значениями температур (до 300...450°C) и уровней нагружения (до 0,3...0,4).

Рассмотренные модели описывают развитие силовых деформаций нагруженного бетона с ростом температуры нагрева, однако при расчёте конструкций чаще требуется зависимость, связывающая напряжения и деформации бетона при заданной температуре во всём диапазоне уровней нагружения вплоть до разрушения. Поскольку испытания при нестационарном нагреве не позволяют получить обычно применяемые для описания таких диаграмм модуль упругости и предельные (пиковые) деформации бетона из опытов в прямом виде, при разработке главы Еврокода EN 1992-1-2, регламентирующей вопросы оценки огнестойкости железобетонных конструкций, по предложению У. Шнайдера после длительных дискуссий экспертами RILEM было принято решение использовать соотношение «напряжения-деформации» S. Popovics [9] при фиксированном значении показателя кривизны ветвей, для тяжёлого бетона равным 3. Эта зависимость не требует нормирования начального модуля деформаций бетона и описывает его поведение при данной температуре нагрева только двумя параметрами: прочностью $R_{b,t}$ и пиковыми деформациями $\varepsilon_{bu,t}$:

$$\sigma_b = \frac{3 \cdot \varepsilon_{b,t} \cdot R_{b,t}}{\varepsilon_{bu,t} \cdot \left(2 + \left(\frac{\varepsilon_{b,t}}{\varepsilon_{bu,t}} \right)^3 \right)} \quad (6)$$

Для пиковых деформаций в предварительной редакции Еврокода (ENV, 1995 г.) вначале предлагалось три значения: минимальное, максимальное и некоторое «рекомендуемое», находящееся в интервале между ними. Минимальное значение соответствовало условиям нагружения после нагрева, а максимальное и «рекомендуемое» были откалиброваны так, чтобы деформации как можно ближе соответствовали условиям нагрева нагруженного бетона. В дальнейшем численные исследования Ж.-М. Франссена (J.-M. Franssen) [10] показали, что эксперименту более всего соответствует расчёт с использованием верхнего предела, который затем был принят в окончательной редакции Еврокода (EN, 2004 г.) как единственное значение. Так появилась «неявная» (implicit) по терминологии [11] модель, в которой связь напряжений и деформаций нагруженного бетона выражена в виде диаграмм, которые аналогичны тем, что получают при нагружении после нагрева, но с несколько более высокими значениями пиковых деформаций.

Аналогичный подход был использован при разработке отечественных нормативных моделей (МДС 21.2-2000, СТО 36554501-006-2006, СП 468.1325800.2019), в которых характеристики бетона назначались таким образом, чтобы деформации оказывались чуть

больше, чем при нагружении после нагрева, а диаграммы деформирования принимались вначале в трёхлинейном, а затем в наиболее простом двухлинейном виде.

«Неявные» модели деформирования бетона при нагреве, хотя и описывают работу нагруженного бетона, но позволяют получить приемлемые результаты лишь в случае, когда при возрастающей температуре уровень нагружения остаётся примерно постоянным [11, 12]. Если же напряжения растут, либо снижаются, «неявная» модель соответственно завышает деформации, включая переходный компонент, которого в действительности нет, либо занижает, рассматривая переходный компонент как обратимый. В связи с этим дальнейшее развитие шло в направлении «явных» (explicit) моделей, разделяющих компоненты деформаций.

В 2008 году Лоу и Джилли (A. Law, M. Gillie) [13] отметили, что если добавить к диаграмме деформирования бетона при нагружении после нагрева с фактическим модулем упругости (actual modulus) переходный компонент, линейно зависящий от уровня напряжений, то получается диаграмма связи напряжений и деформаций нагруженного бетона с новым «кажущимся» начальным модулем (apparent modulus). По сути, от первоначальной модели Андерберга-Теландерссона это предложение отличается лишь тем, что предпосылка о линейной связи переходного компонента с напряжениями стала распространяться уже на весь диапазон уровней нагружений. Дальнейшее развитие эта идея получила в работе Т. Герней и Ж.-М. Франссен (T. Gernay, J.-M. Franssen) [11], которые модифицировали модель Еврокода, включив в неё явный учёт линейного переходного компонента, вычисляемого на каждом итерационном шаге, и реализовали предложенный алгоритм в программном комплексе SAFIR. Величина переходного компонента при данной температуре определялась как разность между начальными модулями диаграмм при нагреве под нагрузкой и нагружении после нагрева, которые были приняты соответственно на основе максимальных и минимальных значений пиковых деформаций из предварительной редакции Еврокода (ENV) и описаны выражением (6), не содержащим в прямом виде начальный модуль. Несмотря на методические сложности, данный подход позволил получить близкие к опытным результаты, и в настоящее время стал общепризнанным, о чём свидетельствуют недавние работы в этой области [14-17].

Однако предпосылка о линейной зависимости переходного компонента деформации от уровня нагружения заставляет отойти в сторону от физической сути явления, поскольку в этом случае уменьшается соотношение доли нелинейной составляющей в полной силовой деформации бетона, что не поддаётся однозначной трактовке, если рассматривать нелинейность как следствие развития повреждений в структуре бетона. Кроме того, скольконибудь обоснованная методика определения деформативных характеристик (начального модуля и пиковых деформаций) для диаграммы «напряжения-деформации» при нагреве нагруженного бетона так и не была определена. Целью данной работы является формулирование теоретических предпосылок, позволяющих преодолеть это противоречие.

Модели и методы

В основу предлагаемого подхода положена доказанная экспериментально и ставшая затем основой для построения физической теории прочности О.Я. Берга [18] предпосылка, о том, что нелинейность деформирования бетона обусловлена накоплением повреждений в его структуре. Количественной характеристикой проявления нелинейности является предложенный В.И. Мурашёвым [19] коэффициент упругости бетона ν_b , показывающий, какую долю составляет упругий компонент в полной силовой деформации бетона. В теории деформирования бетона Н.И. Карпенко [20] показано, что этот параметр, названный коэффициентом секущего модуля, можно рассматривать как некоторую обобщённую характеристику, аналогичную параметру сплошности материала у Л.М. Качанова ψ [21] (для неповреждённого материала $\psi = 1$, для полностью повреждённого $\psi = 0$) или эквивалентному ему параметру повреждённости $\omega = 1 - \psi$. Для этого необходимо представить модель прочностной структуры бетона в виде набора параллельно соединённых связей, деформирование которых происходит линейно с общим модулем упругости, а прочность

подчинена некоторому статистическому распределению. При действии нагрузки накопление повреждений рассматривается как процесс последовательного разрушения наиболее слабых связей по отрывному механизму с передачей напряжений на оставшиеся, а коэффициент упругости – как отношение сглаженных напряжений, определяемых как для однородного материала, к *структурным напряжениям*, фактически действующим в связях [22].

В условиях неубывающего режима нагружения важно обратить внимание на состояние материала, когда напряжения и деформации достигли вершины диаграммы: в этом случае структурные напряжения ещё могут расти, но оставшегося количества связей уже недостаточно для восприятия нагрузки, поэтому происходит разрушение образца (разделение его на части). Роль *предельных структурных напряжений*, соответствующих этому состоянию, существенно возрастает, если на материал действует не только нагрузка, но и дополнительный деструктивный фактор, например, температура нагрева или время. В этом случае логично предположить, что вне зависимости от того, каким образом происходит повреждение связей в структуре материала, его разрушение произойдёт в тот момент, когда структурные напряжения достигнут своей предельной величины, не зависящей от температуры, режима и длительности нагружения [23]. Действительно, наличие дополнительного деструктивного фактора инициирует параллельный процесс повреждения структуры, сопровождающийся ростом структурных напряжений, однако принятая модель не позволяет это видеть напрямую, поскольку отражает только структурные напряжения от действия приложенной нагрузки. Внешне процесс выглядит как возрастание количества связей, разрушающихся при меньших структурных напряжениях за счёт относительно равномерного снижения количества связей с более высокой прочностью. Однако предельные структурные напряжения остаются теми же, уменьшается лишь количество связей, которые могут их выдержать, вследствие чего снижается наблюдаемая прочность образца.

Таким образом, положения рассмотренной выше теории накопления повреждений в бетоне как неоднородно-хрупком материале предлагается дополнить предпосылкой об инвариантности предельных структурных напряжений $R_{b, str}$ (рисунок 1), которую можно рассматривать как обобщённый энтропийный критерий, позволяющий увязать воедино снижение прочности и более интенсивное развитие нелинейного компонента деформаций материала – два наблюдаемых результата повреждения структуры, которые рассматривались до этого отдельно. Следствием принятой гипотезы выступают *базовые термомеханические соотношения*.

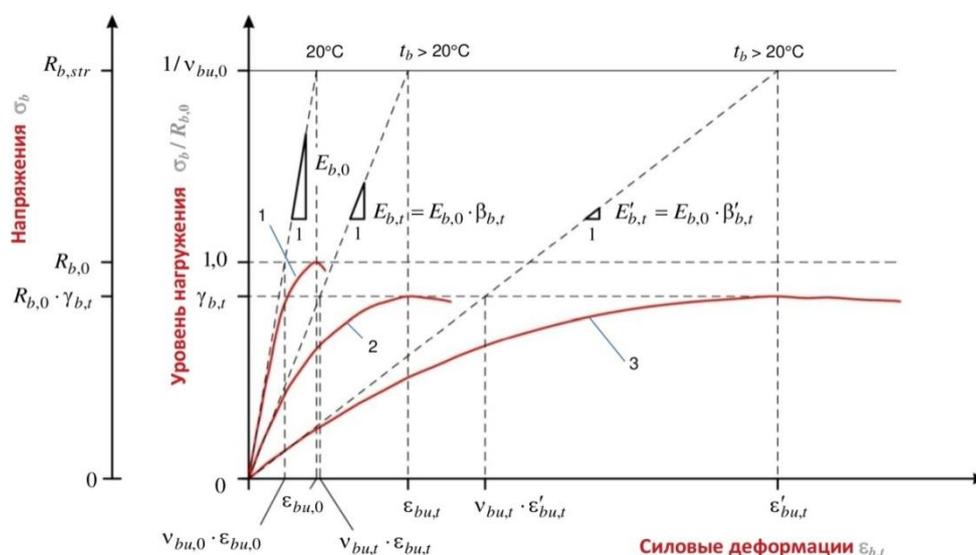


Рисунок 1 - Изотермические диаграммы деформирования бетона

1 – при нормальной температуре, 2 – при нагружении после нагрева, 3 – при нагреве под нагрузкой

Первое термомеханическое соотношение устанавливает тот факт, что температурные зависимости снижения прочности бетона и предельного (пикового) коэффициента упругости будут следовать одному и тому же закону. Поскольку коэффициент упругости – это отношение сглаженных напряжений к структурным, предельные коэффициенты упругости бетона до нагрева $\nu_{bu,0}$ и при нагреве $\nu_{bu,t}$ будут равны отношению прочности образцов ($R_{b,0}$ и $R_{b,t} = R_{b,0} \cdot \gamma_{b,t}$ соответственно) к предельным структурным напряжениям $R_{b,str}$, а отношение предельных коэффициентов упругости – равно коэффициенту снижения прочности при нагреве $\gamma_{b,t}$:

$$\frac{\nu_{bu,t}}{\nu_{bu,0}} = \frac{R_{b,0} \cdot \gamma_{b,t}}{R_{b,str}} \cdot \frac{R_{b,str}}{R_{b,0}} = \gamma_{b,t} \quad (7)$$

Второе термомеханическое соотношение устанавливает связь между предельными (пиковыми) деформациями бетона при нагреве и снижением начального модуля диаграммы. Поскольку принято, что все связи структуры деформируются линейно с общим начальным модулем $E_{b,0}$ до нагрева и $E_{b,t}$ при нагреве, предельные (пиковые) деформации бетона выражаются соответственно как $\varepsilon_{bu,0} = R_{b,str} / E_{b,0}$ и $\varepsilon_{bu,t} = R_{b,str} / E_{b,t}$, а их отношение равно коэффициенту снижения начального модуля бетона при нагреве $\beta_{b,t}$:

$$\frac{\varepsilon_{bu,0}}{\varepsilon_{bu,t}} = \frac{R_{b,str}}{E_{b,0}} \cdot \frac{E_{b,t}}{R_{b,str}} = \frac{E_{b,t}}{E_{b,0}} = \beta_{b,t} \quad (8)$$

Третье термомеханическое соотношение касается закономерностей развития деформаций образцов в условиях нагрева при постоянном уровне нагружения в случае, если прочность бетона не снижается. Так как ни сглаженные ($\sigma_{b,0} = \sigma_{b,t}$), ни структурные $R_{b,str}$ напряжения при этом не меняются, коэффициент упругости бетона, равный их отношению, также остаётся постоянным ($\nu_{b,0} = \nu_{b,t}$), а деформации растут лишь за счёт снижения начального модуля. Отношение деформаций будет обратно пропорциональным коэффициенту снижения начального модуля бетона при нагреве $\beta_{b,t}$:

$$\frac{\varepsilon_{b,t}}{\varepsilon_{b,0}} = \frac{\sigma_{b,t}}{E_{b,0} \cdot \beta_{b,t} \cdot \nu_{b,t}} \cdot \frac{E_{b,0} \cdot \nu_{b,0}}{\sigma_{b,0}} = \frac{1}{\beta_{b,t}} \quad (9)$$

Если же прочность бетона снижается, деформации будут расти также за счёт развития нелинейного компонента, равного отношению коэффициентов упругости $\nu_{b,0} / \nu_{b,t}$.

Соотношение (9) позволяет разделить линейный и нелинейный компоненты полной деформации и будет удобным при определении коэффициента снижения начального модуля $\beta'_{b,t}$ для условий нагрева нагруженного бетона.

В модели Хюри [5-8] и последующих её модификациях свойство, выраженное соотношением (9), используется для формирования «базовой кривой» LITS для некоторого выбранного действующего напряжения σ_b :

$$\varepsilon_{b,LITS}(\sigma, T) = \varepsilon_{b,0} \cdot \frac{1}{\beta'_{b,t}} - \varepsilon_{b,0} = \frac{\sigma_b}{E_{b,0} \cdot \nu_b} \cdot \left(\frac{1}{\beta'_{b,t}} - 1 \right) \quad (10)$$

Кривая развития деформаций LITS при других напряжениях $\sigma_{b,i}$ получается на основе «базовой» умножением её значений на отношение $\sigma_{b,i} / \sigma_b$, при этом коэффициент упругости ν_b остаётся тем же (то есть степень нелинейности с ростом напряжений не меняется). В соотношении (9), в отличие от модели Хюри, предлагается не вычитать из силовых деформаций при нагреве нагруженного бетона $\varepsilon_{b,t}$ их начальную величину до нагрева $\varepsilon_{b,0}$, а делить на неё. Эту процедуру будем называть *нормализацией*, а кривые силовых деформаций при нагреве, отнесённых к начальной величине до нагрева – *нормализованными*. В результате получим не веер кривых, отличающихся коэффициентом подобия, а семейство кривых, начальный участок которых до тех пор, пока прочность бетона не меняется, будет совпадать.

В силу первого и второго термомеханических соотношений следует, что кривые «напряжения-деформации» при заданных температурах нагрева для нагруженного бетона должны отличаться от соответствующих кривых для бетона, нагруженного после нагрева не только более низким значением начального модуля $E'_{b,t}$, но и пропорциональным возрастанием предельных (пиковых) деформаций $\varepsilon'_{bu,t}$ (см. рисунок 1). Если принять, что при заданной температуре прочность у бетона, нагревавшегося под нагрузкой, и бетона, нагруженного после нагрева, одинакова, то повышение деформативности для нагруженного бетона будет происходить не только за счёт увеличения линейного компонента (как это принято во всех предшествующих моделях), но и увеличения во столько же раз нелинейного компонента, чтобы его доля в полной силовой деформации сохранялась той же. В этом отношении диаграммы «напряжения-деформации» нагруженного бетона аналогичны диаграммам-изохронам [20, 24], у которых с течением времени снижается не только начальный модуль, но и возрастает степень нелинейности.

Теперь, после того как установлено, что повышение деформативности нагруженного бетона происходит за счёт увеличения начального модуля при сохранении постоянным коэффициента упругости, становится более ясной и физическая сторона рассматриваемого процесса. Несмотря на то, что объяснение природы деформаций LITS подробно рассмотрено в работах Хюри [5, 6], в нём в качестве причин объединены различные по характеру действия механизмы – снижение начального модуля (термовлажностный процесс) и развитие повреждений в структуре бетона (термомеханический процесс). Предлагаемая в настоящей работе модель позволяет обоснованно разделить ответственные за эти механизмы компоненты деформаций и рассматривать линейный компонент, формирующийся на уровне микроструктуры бетона (цементного камня), и нелинейный, формирующийся на уровне макроструктуры. Рост соотношения нелинейного компонента в полной силовой деформации при нагреве обусловлен повреждением структурных связей, и, как показано выше, выражается в увеличении предельного (пикового) коэффициента упругости и снижении прочности на такую же величину. Рост линейного компонента при нагреве обусловлен процессами испарения всех видов влаги (свободной, физически и химически связанной) из геля цементного камня, выражается в необратимом снижении модуля упругости, наиболее интенсивно проявляется на начальных этапах нагрева и в дальнейшем с выпариванием влаги затухает, сопровождается уплотнением структуры геля и не приводит к снижению его прочности. Наличие внешней приложенной силы активизирует этот процесс, ускоряя миграцию (диффузию) влаги из микропор цементного геля в макрокапилляры и сдвиг его слоёв, что приводит к повышению деформативности подобно тому, как увеличивается ползучесть высыхающего бетона (эффект Пиккета) [17, 20].

Таким образом, развитие переходного компонента силовой деформации при нагреве нагруженного бетона является следствием тех же причин, что и снижение его модуля упругости, не связано с накоплением повреждений в структуре и снижением прочности бетона. Следовательно, деформации бетона при нагреве под нагрузкой будут увеличиваться с повышением его начальной влажности, что также подтверждается выводами Шнайдера и Хюри [4-6]. Наряду с этим в публикациях отмечается менее интенсивное проявление переходного компонента с увеличением возраста бетона [25, 26] вследствие снижения вязкости геля, при добавлении стальной фибры [27], с уменьшением содержания цемента [28], и наоборот, более интенсивное его проявление у высокопрочного бетона [27].

Результаты исследования и их анализ

В качестве исходной экспериментальной информации для исследования приняты результаты испытаний, достаточно полно изложенные в отчёте И. Андерберга, С. Теландерссона [2] и наряду с опытными данными У. Шнайдера ставшие основой для калибровки параметров температурных зависимостей бетона в Еврокоде EN 1992-1-2. Испытания при нестационарном нагреве включали пять уровней нагружения образцов – 0; 22,5; 35; 45 и 67,5% от прочности при нормальной температуре, испытания при нагружении

после нагрева проводились при температурах 20, 125, 185, 265, 400, 440, 500, 650 °С. Для равномерности температуры по сечению образцы были выполнены в виде полых цилиндров высотой 150 мм, диаметром 75 мм и толщиной стенок 32,5 мм, нагреваемых со стороны как внешней, так и внутренней поверхности. Для изготовления образцов использовался тяжёлый бетон на гранитном заполнителе с кубиковой прочностью 55,1...64,0 МПа.

Результаты испытаний при нагреве под нагрузкой представлены в виде кривых развития полных деформаций бетона $\varepsilon_{b,tot}$ (рисунок 2 а). Вычитая из полных деформаций свободный температурный компонент $\varepsilon_{b,th}$, получаем кривые развития силовых деформаций $\varepsilon_{b,t}$ (рисунок 2 б). Для снижения влияния случайного выброса отдельных точек было выполнено сглаживание кривых, которое привело к отклонению данных в пределах не более 10%, но существенно облегчило анализ общих тенденций в поведении бетона.

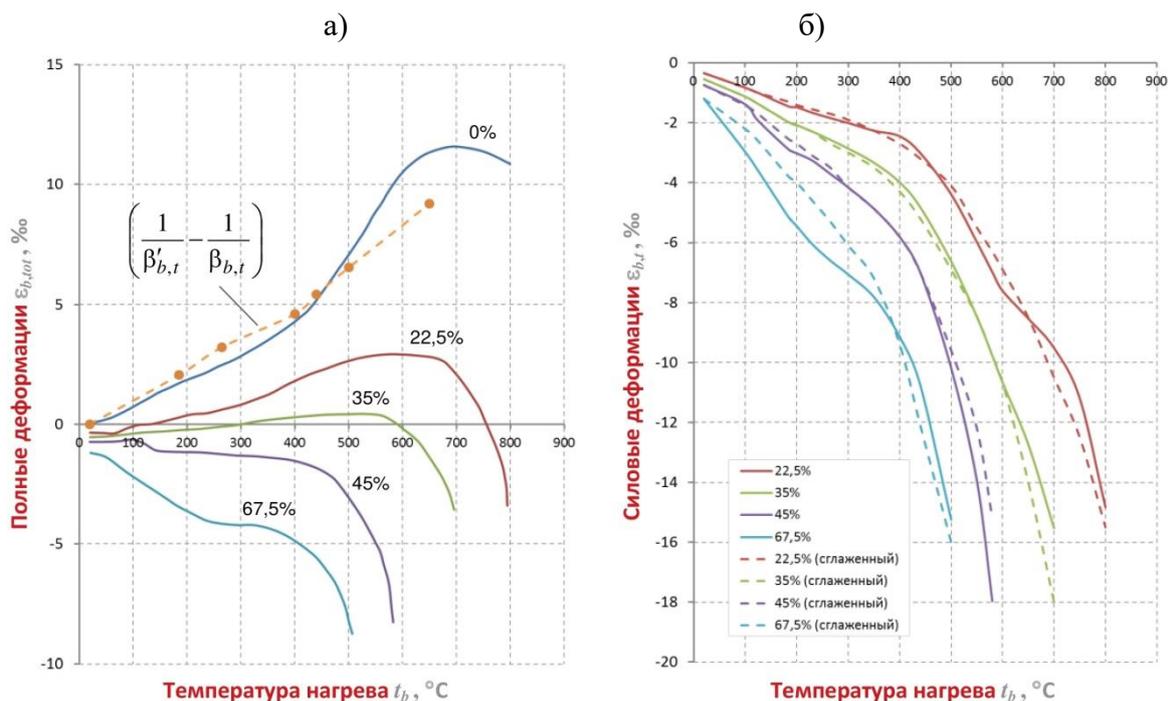


Рисунок 2 - Развитие деформаций при нестационарном нагреве нагруженного бетона: а) полная деформация; б) силовой компонент деформации при различных уровнях нагружения

Перенос точек с опытных кривых «силовые деформации – температура нагрева» в систему координат «уровень нагружения – силовые деформации» и сравнение полученных графиков с диаграммами деформирования при нагружении после нагрева и при нормальной температуре показывает (рисунок 3), что связь напряжений и деформаций при нагреве нагруженного бетона следует предложенным гипотезам: уменьшается начальный модуль диаграммы и пропорционально возрастает её кривизна. На рисунке 3 пунктирными линиями показаны полные диаграммы, которые предположительно должны реализоваться при условии справедливости гипотезы о постоянстве предельных структурных напряжений.

Важно отметить, что в испытаниях был применён высокопрочный бетон, область линейной работы которого при нормальной температуре достаточно протяжённая и охватывает все участвующие в экспериментах уровни нагружений. Поэтому с ростом температуры нагрева до тех пор, пока прочность бетона не начала снижаться, зависимость деформаций от напряжений в соответствии с третьим термомеханическим соотношением также должна оставаться линейной, причём как для условий нагружения после нагрева, так и при нагреве под нагрузкой. Отсюда становится ясным, как возникла ставшая общепринятой гипотеза Андерберга-Теландерссона о линейной зависимости переходных деформаций от

напряжений. Однако эта гипотеза становится частной, если рассматривать деформирование бетона, опираясь на предлагаемые в данной работе предпосылки, во всём диапазоне уровней нагружения (рисунок 4, полные кривые развития переходного компонента показаны пунктирными линиями).

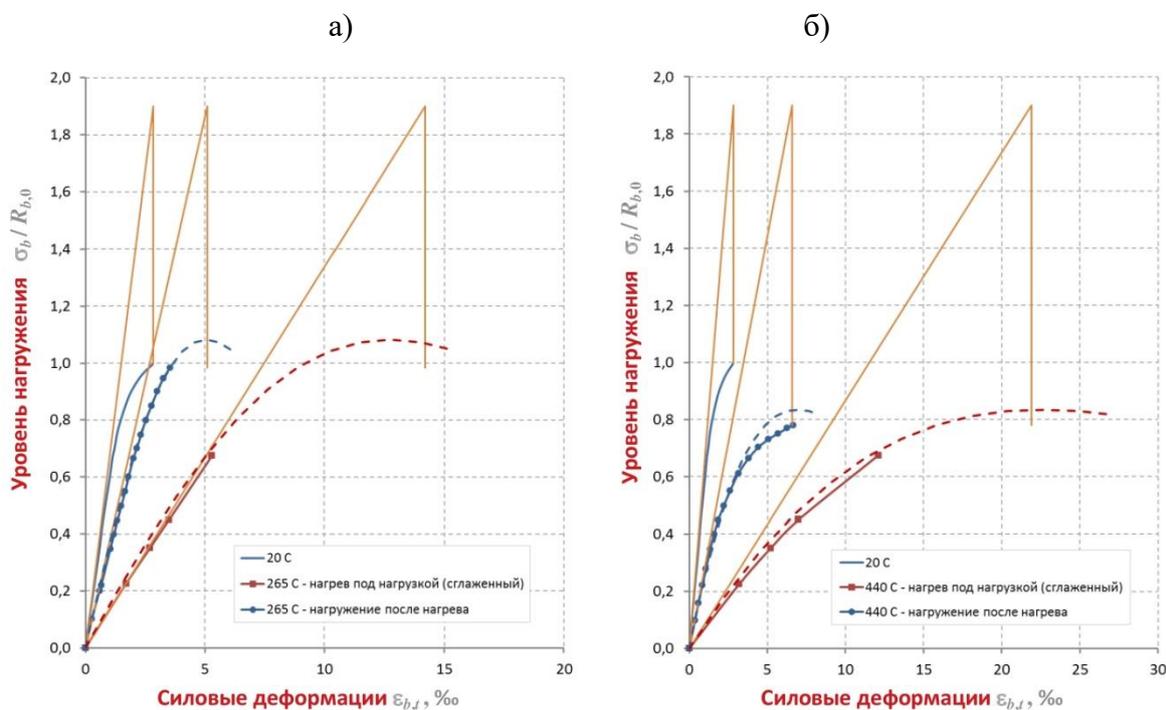


Рисунок 3 - Изотермические диаграммы связи «напряжения-деформации» при нагружении бетона после нагрева и при нагреве нагруженного бетона: а) для температуры 265 °С; б) для температуры 440 °С

Из графиков также видно, что принятые в испытаниях уровни нагружений не позволяют проследить особенности деформирования в окрестностях вершины диаграммы. Преодолеть этот недостаток и провести сравнительную оценку полной картины деформирования бетона вплоть до разрушения возможно, если перенести точки с кривых «напряжения-деформации» бетона при нагружении после нагрева в систему координат «силовые деформации – температура нагрева» при тех же уровнях нагружения, что были приняты при нагреве под нагрузкой. Применение к этим кривым процедуры нормализации, то есть деление деформаций $\varepsilon_{b,t}$ ($\sigma_{b,i}, T$) для каждого из уровней нагружения на их начальную величину до нагрева $\varepsilon_{b,0}$ ($\sigma_{b,i}$), позволяет выявить общий для всех кривых участок (рисунок 5), на котором в соответствии с третьим термомеханическим соотношением прочность бетона не снижается. Это остаётся справедливым как для условий нагрева под нагрузкой, так и нагружения после нагрева и является ещё одним подтверждением справедливости гипотезы об инвариантности предельных структурных напряжений.

Экстраполяция общего участка кривых в область более высоких температур позволяет получить в соответствии с (9) кривую $1/\beta'_{b,t}$ для нормализованного линейного компонента деформаций, на основе которой легко определить и сам коэффициент снижения начального модуля $\beta'_{b,t}$ для условий нагрева под нагрузкой. Полученные результаты свидетельствуют (рисунок 6), что снижение начального модуля диаграмм для бетона, нагревавшегося под нагрузкой, происходит более интенсивно, чем для бетона, нагруженного после нагрева, но подчиняется тем же закономерностям.

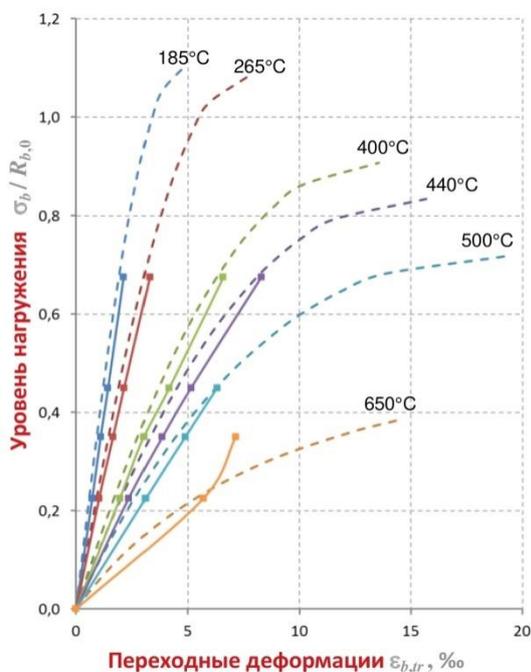


Рисунок 4 - Развитие переходного компонента деформации бетона с ростом температуры нагрева

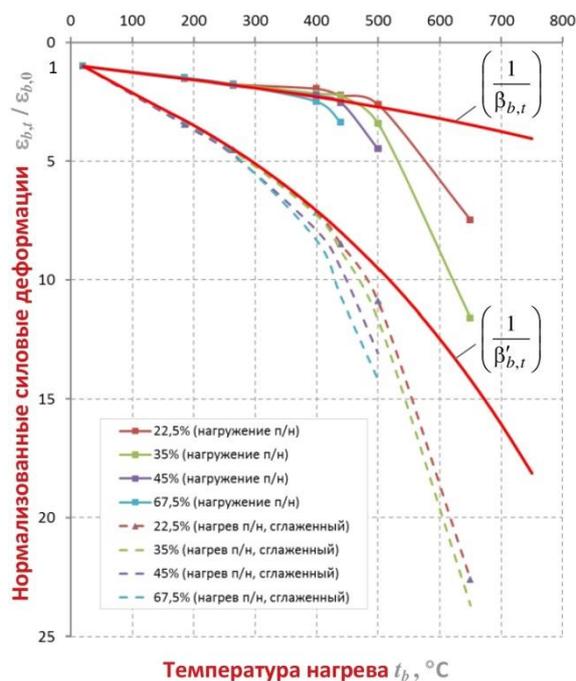


Рисунок 5 - Нормализация кривых развития силового компонента деформации для определения коэффициента снижения начального модуля

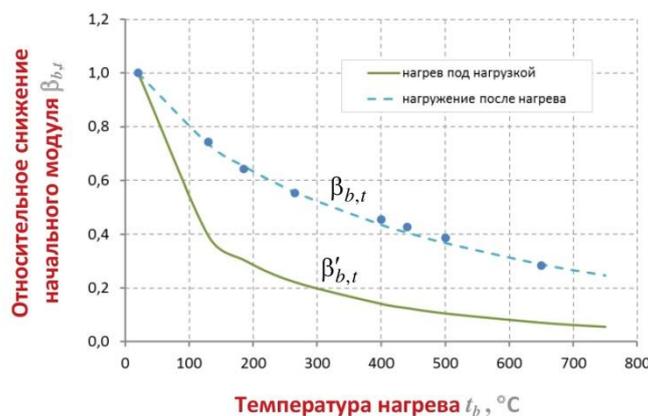


Рисунок 6 - Температурные зависимости коэффициента снижения начального модуля изотермических диаграмм деформирования бетона при нагреве под нагрузкой и нагружении после нагрева

Применяя соотношение (9), также становится возможным установить, как в модели Андерберга-Теландерссона возникла гипотеза о том, что переходные деформации пропорциональны свободному тепловому компоненту. Действительно, выражая переходные деформации как

$$\varepsilon_{b,tr} = -k_2 \cdot \left(\frac{\sigma_b}{R_{b,0}} \right) \cdot \left(\frac{1}{\beta'_{b,t}} - \frac{1}{\beta_{b,t}} \right), \quad (11)$$

получаем, что разность $(1/\beta'_{b,t} - 1/\beta_{b,t})$, представляющая собой безразмерную величину, оказалась, как это видно из рисунка 2 а, численно равной свободным тепловым деформациям $\varepsilon_{b,th}$, выраженным в ‰ (то есть умноженным на 10^3). Эмпирический параметр $k_2 = 2,35$ здесь играет роль линейной деформации в ‰, соответствующей уровню нагружения $\sigma_b / R_{b,0} = 1$ при нормальной температуре, что также подтверждается из анализа диаграммы (см. рисунок 3), пиковые деформации у которой составляют 2,83‰.

Выводы

1. В результате интеграции модельных представлений и мотивированно сформулированных теоретических предпосылок предпринята попытка преодолеть феноменологический подход к описанию деформирования нагруженного бетона при нестационарном нагреве и обоснованно разделить силовые деформации на компоненты, ответственные за реализацию термомеханического и термовлажностного механизмов деструкции бетона, а также установить параметры (коэффициент упругости и коэффициент снижения начального модуля), однозначно характеризующие эти компоненты.

2. Деформации бетона, подвергнутого нагреву в нагруженном состоянии, описываются изотермическими диаграммами «напряжения – деформации», которые аналогичны кривым «напряжения – деформации» бетона, нагруженного после нагрева, имеют то же значение предельного (пикового) коэффициента упругости, но более низкое значение начального модуля. При этом обратимой является только часть линейного компонента силовой деформации, характеризуемая модулем упругости диаграммы при нагружении после нагрева.

3. Распространённая в литературе предпосылка о том, что дополнительная деформация, возникающая при нагреве нагруженного бетона (так называемый переходный компонент), изменяется линейно по отношению к уровню напряжений в бетоне, является частной и применима лишь до определённого уровня нагружения бетона и до определённых температур нагрева. В общем случае этот компонент нелинейно зависит от уровня напряжений, а конкретные границы применимости линейных соотношений определяются составом и прочностью бетона.

4. Разделение компонент силовой деформации бетона на линейные и нелинейные возможно не только в пространстве координат «напряжения – деформации», но и «деформации – температура нагрева», что достигается представлением кривых деформирования в относительных (нормализованных по отношению к начальному значению деформаций) координатах. Благодаря применению процедуры нормализации удаётся выявить физически значимые стадии сопротивления бетона при нестационарном нагреве, а также определить температурную зависимость снижения начального модуля нагруженного бетона без проведения трудоёмких и ненадёжных процедур построения изотермических диаграмм по отдельным точкам.

5. Дальнейшее развитие предлагаемого подхода с комплексным анализом параметров изотермических диаграмм связи напряжений и деформаций бетона при нагреве под нагрузкой и нагружении после нагрева позволит дать обоснованное решение задачи описания деформирования бетона в условиях режимно изменяющихся напряжений при нестационарном нагреве.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Torelli G., Mandal P., Gillie M., Tran V.-X. Concrete Strains under Transient Thermal Conditions: A State-of-the-Art Review // *Engineering Structures*. 2016. Vol. 127. Pp. 172-188. doi:10.1016/j.engstruct.2016.08.021
2. Anderberg Y., Thelandersson S. Stress and Deformation Characteristics of Concrete: Part 2 - Experimental Investigation and Material Behavior Model. Bulletin 54. Lund Institute of Technology, Sweden. 1976. 85 p.
3. Schneider U. Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. Habilitationsschrift. Heft 42. Technischen Universität Braunschweig. 1979. 180 p.
4. Schneider U. Concrete at High Temperatures – a General Review // *Fire Safety Journal*. 1988. No. 13. Pp. 55-68.
5. Khoury G.A., Grainger B.N., Sullivan P.J.E. Transient Thermal Strain of Concrete: Literature Review, Conditions Within Specimen and Behaviour of Individual Constituents // *Magazine of Concrete Research*. 1985. Vol. 37. No. 132. Pp. 131-144.
6. Khoury G.A., Grainger B.N., Sullivan P.J.E. Strain of Concrete During First Heating to 600°C under Load // *Magazine of Concrete Research*. 1985. Vol. 37. No. 133. Pp. 195-215.
7. Diederichs U. Modelle zur Beschreibung der Betonverformung bei Instantionaren Temperature. Abschlußkolloquium Bauwerke unter Brand Einwirkung. Braunschweig. 1987. Pp. 25-34.
8. Terro M.J. Numerical Modeling of the Behaviour of Concrete Structures in Fire // *ACI Structural Journal*. 1998. Vol. 95. No. 2. Pp. 183-193.

9. Popovics S. A Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curve of Concrete // *Cement and Concrete Research*. 1973. No. 3. Pp. 583-599. doi: 10.1016/0008-8846(73)90096-3
10. Franssen J.-M. Plastic Analysis of Concrete Structures Subjected to Fire / *Proceedings of the Workshop Fire Design of Concrete Structures: Whatnow? What next?* Milano. 2005. Pp.133-145.
11. Gernay T., Franssen J.-M. A Formulation of the Eurocode 2 Concrete Model at Elevated Temperature that Includes an Explicit Term for Transient Creep // *Fire Safety Journal*. 2012. Vol. 51. Pp. 1-9. doi:10.1016/j.firesaf.2012.02.001
12. Fan K., Li J., Yu M., Wu M., Yao Y. Compressive Stress-Strain Relationship for Stressed Concrete at High Temperatures // *Fire Safety Journal*. 2022. Vol. 130. 103576. 10.1016/j.firesaf.2022.103576.
13. Law A., Gillie M. Load Induced Thermal Strain: Implications for Structural Behavior // *Proceedings of the Fifth International Conference «Structures in Fire» (SiF-2008)*. Singapore. 2008. Pp. 488-496.
14. Alogla S.M., Kodur V.K.R. Quantifying Transient Creep Effects on Fire Response of Reinforced Concrete Columns // *Engineering Structures*. 2018. Vol. 174. Pp. 885-895. doi:10.1016/j.engstruct.2018.07.093
15. Li S., Liew J.Y.R., Xiong M.-X. An Improved Implicit Analysis Method to Model Transient Strain of High-Strength Concrete During Unloading at Elevated Temperatures // *The 11th International Conference on Structures in Fire (SiF-2020)*. Australia, Brisbane. 2020. Pp. 611-621. doi:10.14264/147edd8
16. Le Q.X., Torero J.L., Dao V.T.N. Stress-strain-temperature Relationship for Concrete // *Fire Safety Journal*. 2021. Vol. 120. 103126. doi:10.1016/j.firesaf.2020.103126
17. Mindeguia J.-C., Hager I., Pimienta P. et al. Parametrical Study of Transient Thermal Strain of Ordinary and High Performance Concrete // *Cement and Concrete Research*. 2013. Vol. 48. Pp. 40-52. doi:10.1016/j.cemconres.2013.02.004
18. Берг О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. М.: Стройиздат, 1962. 96 с.
19. Мурашев В.И. Трещиностойчивость, жесткость и прочность железобетона (теория сопротивления железобетона). М.: Машстройиздат, 1950. 268 с.
20. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. М.: Стройиздат, 1996. 416 с.
21. Качанов Л.М. Основы механики разрушения. М.: Наука, 1974. 311 с.
22. Бондаренко В.М., Карпенко Н.И. Уровень напряжённого состояния как фактор структурных изменений и реологического силового сопротивления бетона // *Academia. Архитектура и строительство*. 2007. № 4. С. 56-59.
23. Fedorov V.S., Levitsky V.E., Isaeva E.A. Basic Principles in the Theory of Force and Thermal Force Resistance of Concrete // *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022. Т. 18. № 6. С. 584-596.
24. Карпенко Н.И., Моисеенко Г.А. Развитие диаграммного метода расчета конструкций из сталефибробетона на основе методики построения диаграмм-изохрон // *БСТ: Бюллетень строительной техники*. 2023. №6 (1066). С. 20-23.
25. Buttignol T. A Load Induced Thermal Strain (LITS) Semi-Empirical Model for Plain and Steel Fiber Reinforced Concrete Subjected to Uniaxial Compressive Load // *Cement and Concrete Research*. 2019. Vol. 127. 105896. doi:10.1016/j.cemconres.2019.105896.
26. Buttignol T., Bitencourt J.L. A Transient Creep Investigation Applied to the Mesoscopic Analysis of Plain Concrete under Uniaxial Compression at High Temperature // *Fire Safety Journal*. 2021. Vol. 126. 103484. doi:10.1016/j.firesaf.2021.103484.
27. Alogla S., Kodur V. Temperature-Induced Transient Creep Strain in Fiber-Reinforced Concrete // *Cement and Concrete Composites*. 2020. Vol. 113. 103719. doi:10.1016/j.cemconcomp.2020.103719.
28. Fan K., Li J., He Z., Liu Q., Yao Y. Transient creep strain of fly ash concrete at elevated temperatures // *Magazine of Concrete Research*. 2022. Vol. 74. doi:10.1680/jmacr.21.00267.

REFERENCES

1. Torelli G., Mandal P., Gillie M., Tran V.-X. Concrete Strains under Transient Thermal Conditions: A State-of-the-Art Review. *Engineering Structures*. 2016. Vol. 127. Pp. 172-188. doi:10.1016/j.engstruct.2016.08.021
2. Anderberg Y., Thelandersson S. Stress and Deformation Characteristics of Concrete: Part 2 - Experimental Investigation and Material Behavior Model. *Bulletin 54. Lund Institute of Technology, Sweden*. 1976. 85 p.
3. Schneider U. Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. *Habilitationsschrift. Heft 42. Technischen Universität Braunschweig*. 1979. 180 p.
4. Schneider U. Concrete at High Temperatures – a General Review. *Fire Safety Journal*. 1988. No. 13. Pp. 55-68
5. Khoury G.A., Grainger B.N., Sullivan P.J.E. Transient Thermal Strain of Concrete: Literature Review, Conditions Within Specimen and Behaviour of Individual Constituents. *Magazine of Concrete Research*. 1985. Vol. 37. No. 132. Pp. 131-144.
6. Khoury G.A., Grainger B.N., Sullivan P.J.E. Strain of Concrete During First Heating to 600°C under Load. *Magazine of Concrete Research*. 1985. Vol. 37. No. 133. Pp. 195-215.
7. Diederichs U. Modelle zur Beschreibung der Betonverformung bei Instantionaren Temperature. *Abschlusskolloquium Bauwerke unter Brand Einwirkung. Braunschweig*. 1987. Pp. 25-34.
8. Terro M.J. Numerical Modeling of the Behaviour of Concrete Structures in Fire. *ACI Structural Journal*. 1998. Vol. 95. No. 2. Pp. 183-193.

9. Popovics S. A Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curve of Concrete. *Cement and Concrete Research*. 1973. No. 3. Pp. 583-599. doi: 10.1016/0008-8846(73)90096-3
10. Franssen J.-M. Plastic Analysis of Concrete Structures Subjected to Fire. Proceedings of the Workshop Fire Design of Concrete Structures: What now? What next? Milano. 2005. Pp.133-145.
11. Gernay T., Franssen J.-M. A Formulation of the Eurocode 2 Concrete Model at Elevated Temperature that Includes an Explicit Term for Transient Creep. *Fire Safety Journal*. 2012. Vol. 51. Pp. 1-9. doi:10.1016/j.firesaf.2012.02.001
12. Fan K., Li J., Yu M., Wu M., Yao Y. Compressive Stress-Strain Relationship for Stressed Concrete at High Temperatures. *Fire Safety Journal*. 2022. Vol. 130. 103576. 10.1016/j.firesaf.2022.103576.
13. Law A., Gillie M. Load Induced Thermal Strain: Implications for Structural Behavior. Proceedings of the Fifth International Conference «Structures in Fire» (SiF-2008). Singapore. 2008. Pp. 488-496.
14. Alogla S.M., Kodur V.K.R. Quantifying Transient Creep Effects on Fire Response of Reinforced Concrete Columns. *Engineering Structures*. 2018. Vol. 174. Pp. 885-895. doi:10.1016/j.engstruct.2018.07.093
15. Li S., Liew J.Y.R., Xiong M.-X. An Improved Implicit Analysis Method to Model Transient Strain of High-Strength Concrete During Unloading at Elevated Temperatures. The 11th International Conference on Structures in Fire (SiF-2020). Australia, Brisbane. 2020. Pp. 611-621. doi:10.14264/147edd8
16. Le Q.X., Torero J.L., Dao V.T.N. Stress-strain-temperature Relationship for Concrete. *Fire Safety Journal*. 2021. Vol. 120. 103126. doi:10.1016/j.firesaf.2020.103126
17. Mindeguia J.-C., Hager I., Pimienta P. et al. Parametrical Study of Transient Thermal Strain of Ordinary and High Performance Concrete. *Cement and Concrete Research*. 2013. Vol. 48. Pp. 40-52. doi:10.1016/j.cemconres.2013.02.004
18. Berg O.Ya. Fizicheskiye osnovy teorii prochnosti betona i zhelezobetona [Physical foundations of the theory of strength of concrete and reinforced concrete]. Moscow: Stroyizdat. 1962. 96 p. (rus)
19. Murashev V.I. Treshchinoustoychivost', zhestkost' i prochnost' zhelezobetona (teoriya soprotivleniya zhelezobetona) [Crack resistance, rigidity and strength of reinforced concrete (theory of reinforced concrete resistance)]. Moscow: Mashstroyizdat. 1950. 268 p. (rus)
20. Karpenko N.I. Obshchiye modeli mekhaniki zhelezobetona [General models of reinforced concrete mechanics]. Moscow: Stroyizdat. 1996. 416 p. (rus)
21. Kachanov L.M. Osnovy mekhaniki razrusheniya [Fundamentals of fracture mechanics]. Moscow: Nauka. 1974. 311 p. (rus)
22. Bondarenko V.M., Karpenko N.I. Uroven' napryazhonnogo sostoyaniya kak faktor strukturnykh izmeneniy i reologicheskogo silovogo soprotivleniya betona [Level of stress state as a factor of structural changes and rheological force resistance of concrete]. *Academia. Arkhitektura i stroitel'stvo*. 2007. No. 4. Pp. 56-59. (rus)
23. Fedorov V.S., Levitsky V.E., Isaeva E.A. Basic Principles in The Theory of Force and Thermal Force Resistance of Concrete. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022. Vol. 18. No. 6. Pp. 584-596.
24. Karpenko N.I., Moiseenko G.A. Razvitiye diagrammnogo metoda rascheta konstruktsiy iz stalefibrobetona na osnove metodiki postroyeniya diagramm-izokhron [Development of a diagrammatic method for calculating structures made of steel fiber reinforced concrete based on the technique of constructing isochron diagrams]. *BST: Byulleten' stroitel'noy tekhniki*. 2023. Vol. 1066. No. 6. Pp. 20-23. (rus)
25. Buttignol T. A Load Induced Thermal Strain (LITS) Semi-Empirical Model for Plain and Steel Fiber Reinforced Concrete Subjected to Uniaxial Compressive Load. *Cement and Concrete Research*. 2019. Vol. 127. 105896. doi:10.1016/j.cemconres.2019.105896.
26. Buttignol T., Bitencourt J.L. A Transient Creep Investigation Applied to the Mesoscopic Analysis of Plain Concrete under Uniaxial Compression at High Temperature. *Fire Safety Journal*. 2021. Vol. 126. 103484. doi:10.1016/j.firesaf.2021.103484.
27. Alogla S., Kodur V. Temperature-Induced Transient Creep Strain in Fiber-Reinforced Concrete. *Cement and Concrete Composites*. 2020. Vol. 113. 103719. doi:10.1016/j.cemconcomp.2020.103719.
28. Fan K., Li J., He Z., Liu Q., Yao Y. Transient creep strain of fly ash concrete at elevated temperatures. *Magazine of Concrete Research*. 2022. Vol. 74. doi:10.1680/jmacr.21.00267.

Информация об авторе:

Левитский Валерий Евгеньевич

ФГАОУ ВО «Российский университет транспорта», г. Москва, Россия,
кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры «Строительные конструкции, здания и сооружения».
E-mail: dobriy_vecher@mail.ru

Information about author:

Levitsky Valery E.

Russian University of Transport, Moscow, Russia,
candidate in technical sciences, docent, associated professor, of the department of Building Construction, Buildings and Structures.
E-mail: dobriy_vecher@mail.ru