

Рис. 8. Сравнительный анализ Могилевской и Витебской ратуш

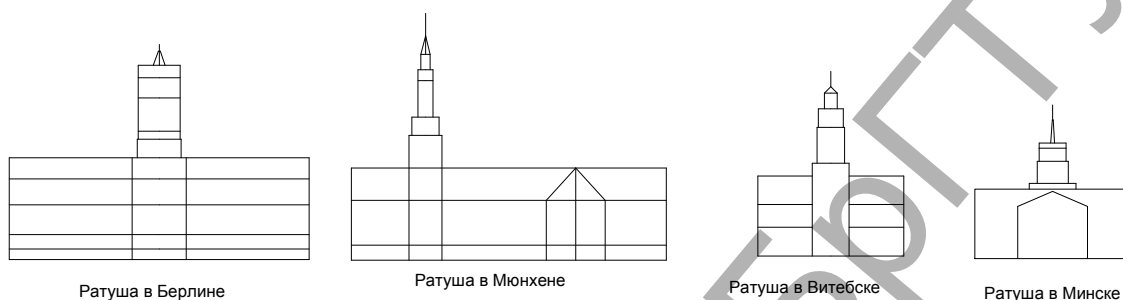


Рис. 9. Сравнительный анализ европейских и белорусских ратуш

**Заключение.** Из проведённого анализа можно сделать вывод, что следовало воссоздавать редакцию Минской ратуши 1835 года. Редакция здания 1835 года гармонично вписывается в существующий ансамбль площади Свободы, подчеркивая все стилистические, пластические и ритмические составляющие архитектурного окружения. Это сооружение больше подходит для выделения центра композиции, благодаря более изящным пропорциям. Форма здания 1835 года наиболее соответствует европейскому представлению типа ратуши.

#### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Методика реставрации памятников архитектуры / А.С. Алтухов, Г.В. Алфёрова, В.И. Балдин [и др.]; под ред. Е.В. Михайловского. – М.: Стройиздат, 1977. – 168 с.
2. Селицкая, Л. Минская ратуша была снесена по приказу Николая I / Л.Селицкая // Вечерний Минск. – 2013, 5 декабря.
3. Бубновский, Д. Исторический шанс – исторического центра Минска / Д. Бубновский // Архитектура и строительство. – 2005, март–апрель. – С. 18–21.
4. Баженова, О. Возвращённый символ: ратуша в Могилёве / О.Баженова // Архитектура и строительство. – 2008, сентябрь. – С. 34–37.

Материал поступил в редакцию 30.12.13

#### DAVIDIUK E.A. Relationship recreated architectural monument and its surrounding historic environment

An important aspect during the reconstruction of the monument is its relationship with the architectural environment. The article analyzes the interaction between the two recreated in Belarus town halls and existing architectural environment.

УДК 681.3: 634.04

Тур В.В., Семенюк О.С.

### К ОЦЕНКЕ ВЕЛИЧИНЫ САМОНАПРЯЖЕНИЯ В КОНСТРУКЦИЯХ ИЗ НАПРЯГАЮЩЕГО БЕТОНА

**Введение.** Развитие технологий цементных бетонов в последнее десятилетие создало возможность получения так называемых бетонов с высокими эксплуатационными свойствами (англ. «High Performance Concrete»), но не избавило их от одного из главных недостатков – развития усадочных деформаций. Развитие во времени усадочных деформаций в комбинации с относительно низкой прочностью бетона на растяжение (бетон по-прежнему остаётся искусственным камнем) приводит к тому, что в железобетонных конструкциях существует опасность образования трещин различной протяжённости и ширины раскрытия ещё до приложения нагрузок, прогнозируемых при разработке проектов.

Появление усадочных трещин приводит к нарушению требуемых предельных состояний эксплуатационной пригодности, снижает долговечность конструкций зданий и сооружений. Это особенно остро в условиях перехода к строительству конструктивных систем из монолитного железобетона взамен сборных. В статически неопределимых конструктивных системах температурно-усадочные деформации могут не только снижать эксплуатационные характеристики конструктивных элементов, но и генерировать в ряде случаев значительные по величине внутренние усилия. Температурно-усадочное трещинообразование в рамках традиционных подходов может быть ограничено или полностью исключено за счёт создания

**Тур Виктор Владимирович**, профессор, доктор технических наук, заведующий кафедрой технологий бетона и строительных материалов Брестского государственного технического университета.

**Семенюк Ольга Сергеевна**, магистрантка кафедры технологий бетона и строительных материалов Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

в элементах конструктивной системы предварительного напряжения (в случае монолитных конструкций – пост-напряжения). Однако механическое натяжение напрягающих элементов в построечных условиях является относительно трудоёмким процессом, требующим не только применения специальных механизмов и оборудования, но и персонала, имеющего высокую квалификацию. Особенно это ощутимо в тех случаях, когда необходимо получать невысокие уровни обжатия бетона в конструктивном элементе, по существу, лишь компенсирующие температурно-усадочные напряжения. Так, например, при возведении плоских дисков пост-напряжённых перекрытий требуемая величина напряжений от обжатия напрягающими канатами должна составлять от 0,75 Н/мм<sup>2</sup> до 2,0 Н/мм<sup>2</sup>.

Создание более высоких уровней обжатия в пост-напряжённых плоских плитах нерационально по ряду причин, включая необходимость установки дополнительного количества ненапрягаемой арматуры, имеющей сцепление с бетоном.

Применение напрягающего бетона при возведении железобетонных конструкций позволяет в ряде случаев не только компенсировать усадочные деформации, но и осуществить так называемый физико-механический способ предварительного напряжения конструкций [1].

Ещё в 1953 году известный французский исследователь И. Гийон в своей монографии [2] писал: «Если будет получено значительное расширение бетона, обеспечивающее надлежащее натяжение арматуры, несомненно мы получим совершенно новый способ предварительного напряжения балок».

Создание основ физико-химического способа предварительного напряжения железобетонных конструкций в основном стало возможным благодаря работам проф. В.В. Михайлова и его учеников. Историческая справка о развитии научных представлений и исследований в области расширяющихся цементов и бетонов на их основе представлена в монографии [3].

Необходимо отметить, что за годы, прошедшие с момента разработки базовых положений теории самоупражённого железобетона, некоторые из них вошли в противоречие с практикой и требуют корректировки. Это связано, очевидно, с тем, что на протяжении целого ряда лет практическое применение конструкций из напрягающего бетона опережало разработку теоретических положений. В некоторых случаях расчётные данные, полученные по эмпирическим зависимостям, внесённым в нормативные документы [4] не подтверждались результатами лабораторных испытаний и полевых измерений. Такая ситуация, безусловно, породила некоторое скептическое отношение как к собственно материалу, так и к методам расчёта конструкций.

Вместе с тем, в последние годы тема напрягающего бетона и самоупражённых конструкций приобретает новое развитие как в работах исследователей во всём мире, так и в практическом применении. Это связано главным образом с тем обстоятельством, что до настоящего времени не найдены эффективные средства для борьбы с усадкой. Особенно ярко проблема усадки обозначилась, в частности, при получении высокопрочных бетонов с низким водо-вяжущим отношением, самоуплотняющихся бетонов высокой подвижности.

В связи с этим в последние годы появляется целый ряд исследовательских работ (по данным поисковой системы «Google», количество ссылок по ключевым словам «self-stressed concrete» и «expansive concrete» в 2013 году по сравнению с 2000 годом возросло в 4,2 раза), главным образом китайских и японских исследователей, направленных на разработку композитных систем с применением напрягающего бетона (напрягающий бетон с объёмным фибровым армированием; напрягающий бетон как заполнение стальной оболочки и т.д.). В ряде работ [5] показано, что применение расширяющегося или напрягающего цемента – это единственная возможность избежать негативных последствий усадки (в частности, аутогенной усадки) при производстве высокопрочных самоуплотняющихся бетонов. Вместе с тем, следует обратить внимание на то обстоятельство, что целый ряд базовых положений, сформулированных проф. В.В. Михайловым, в цитируемых публикациях оказываются незаслуженно забытыми, а в некоторых случаях приоритеты присваиваются другим исследователям. Так, например, в публикации [5] утверждается, что энергетический подход в теории самоупражения был предложен в 1980 году Y. Tsuji, хотя все

работы проф. В.В. Михайлова, начиная с 40-х годов прошлого столетия, базируются именно на этой гипотезе.

Необходимо отметить, что до настоящего времени практическое применение конструкций из напрягающего бетона (главным образом это конструкции плоских плит на основании, элементы трубопроводов, сжатые элементы, решённые по схеме «бетон в стальной оболочке-трубе») базируется на лабораторном подборе составов и моделировании на опытных образцах требуемых параметров самоупражения.

Вместе с тем, в последние годы возобновились попытки разработки расчётных аналитических моделей для определения связанных деформаций расширения, по значению (величине) которых можно рассчитать реакцию в ограничивающей связи, а далее из условий равновесия и соответствующую величину самоупражения.

Разработка расчётных методов определения величины самоупражений, формирующихся при расширении напрягающего бетона в условиях ограничения свободных деформаций, является, несомненно, одной из важнейших задач теории самоупражённого железобетона. Учитывая сложность проблемы, обусловленную влиянием целого ряда факторов конструктивно-технологического характера, для расчёта величины самоупражения к моменту стабилизации процесса расширения в национальной практике предложено использовать феноменологические зависимости, полученные на основании обработки результатов обширных исследований, выполненных главным образом в 70–80-е годы прошлого столетия под руководством проф. В.В. Михайлова. По результатам этих исследований, для вычисления величины самоупражения в бетоне  $\sigma_{CE}$  была предложена мультипликативная модель вида:

$$\sigma_{CE} = f_{CE,d} \cdot \prod_{i=1}^n K_i, \quad (1)$$

где  $f_{CE,d}$  – марка напрягающего бетона по самоупражению, определяемая согласно [4] при твердении и расширении бетона в стандартных условиях упругого ограничения, эквивалентного по жёсткости стальному стержню ( $E_s = 200$  ГПа), площадь сечения которого составляет 1% от площади сечения бетонного элемента;  $K_i$  – эмпирические корректирующие коэффициенты, учитывающие отклонения от стандартных условий, при которых определена марка по самоупражению и определяемые согласно [4].

Подробный анализ подходов, принятых при назначении корректирующих коэффициентов, представлен в нашей работе [6].

Следует обратить внимание на некоторые особенности предложенной мультипликативной модели.

Во-первых, основной базисной переменной, содержащейся в данной модели, является среднее значение самоупражения, определяемая как марка напрягающего бетона по самоупражению. Это связано главным образом с тем обстоятельством, что в ходе длительных дискуссий было принято решение о том, что величина деформации свободного расширения напрягающего бетона не может считаться нормируемым показателем, применяемым в расчётной модели. Такой подход базировался на утверждении ряда исследователей (например, проф. А.И. Панченко), что различные значения деформации свободного расширения напрягающего бетона могут соответствовать одной марке по самоупражению.

Во-вторых, эмпирические зависимости для вычисления коэффициентов  $K_i$  (за исключением  $K_p$ ) базируются на ограниченных выборках опытных данных и в ряде случаев не учитывают отношения параметров, выходящих за граничные значения опытов.

В условиях, когда по ряду технологических причин напрягающие цементы, а соответственно и бетоны, показывали нестабильность параметров расширения, подходы, основанные на нормировании марки по самоупражению, являлись отчасти оправданными. Однако в условиях, когда применялись конструкции с низкими коэффициентами армирования (например, плоские плиты пола) и когда необходимо было определить суммарную величину деформации расши-

рения и последующей усадки, предложенные зависимости давали очень существенные расхождения с практикой.

Построение аналитических зависимостей, описывающих процесс расширения и самонапряжения бетона в связанных условиях ограничения деформаций, было затруднено в связи с отсутствием адекватных зависимостей, позволяющих описать поведение бетона под нагрузкой в раннем возрасте (начиная с 0,5 суток), в частности, выявить закономерности развития неупругих деформаций.

Кроме того, предложенная мультипликативная модель косвенно учитывала влияние влажности (через введение коэффициента  $K_0$ , корректирующего расчёт с поправкой в зависимости от влажностного режима условий хранения), но не учитывала влияния температурного режима, наблюдавшегося в процессе хранения.

Новые данные, относящиеся к описанию физико-механических характеристик бетона в раннем возрасте, позволили возобновить попытки аналитического описания модели расширения напрягающего бетона. В основном это представлено в работах [5, 7].

Так, в работе [5] для определения величины самонапряжения в трубобетонном элементе (по схеме «бетон в трубе») предложено вычислять величину связанной деформации по формуле, связывающей её с величиной свободной деформации:

$$\varepsilon_s(t) = \alpha_f \cdot A(\alpha) \cdot [1 - \exp(-b_f \cdot B(\alpha) \cdot t)], \quad (2)$$

где  $\alpha_f$  и  $b_f$  – коэффициенты, зависящие от содержания цемента в бетонной смеси;  $\alpha$  – коэффициент ограничения деформаций расширения напрягающего бетона, определяемый как отношение площади поперечного сечения стальной трубы к площади поперечного сечения заключённого в неё бетонного ядра;  $A(\alpha)$  и  $B(\alpha)$  – эмпирические коэффициенты, определяемые из соотношений  $A(\alpha) = \alpha_s / \alpha_f$ ,  $B(\alpha) = b_s / b_f$  ( $\alpha_s$  и  $b_s$  – коэффициенты, связанные с коэффициентом  $\alpha$ , когда общее количество цемента определено) по следующим формулам:

$$\begin{cases} A(\alpha) = -1,244\alpha + 0,363 \\ B(\alpha) = -0,437 \ln \alpha + 0,454 \end{cases} \quad \text{– для ограничения деформаций расширения, расположенного в продольном направлении и}$$

$$\begin{cases} A(\alpha) = -2,147\alpha + 0,703 \\ B(\alpha) = -0,904 \ln \alpha - 0,975 \end{cases} \quad \text{– для ограничения деформаций расширения, расположенного в поперечном направлении.}$$

В общем случае эффективная относительная деформация свободного расширения  $\varepsilon_{cf}(t_{i+1/2})$  (в соответствии со схемами, показанными на рис. 1 и рис. 2) может быть записана в следующем виде:

$$\varepsilon_{cf}(t_{i+1/2}) = \varepsilon_s(t_{i+1/2}) + \varepsilon_e(t_{i+1/2}) + \varepsilon_c(t_{i+1/2}; t_0) \quad (3)$$

где  $\varepsilon_s(t_{i+1/2})$ ,  $\varepsilon_e(t_{i+1/2})$ ,  $\varepsilon_c(t_{i+1/2}; t_0)$  – соответственно связанная относительная деформация в возрасте бетона  $t_{i+1/2}$ , упругая относительная деформация в возрасте бетона  $t_{i+1/2}$  и неупругая относительная деформация от ползучести бетона, вызванная действием постоянного по величине напряжения, начавшего действовать с момента времени  $t_0$  и до момента времени  $t_{i+1/2}$ , соответствующего возрасту бетона.

В соответствии с [7] сумму упругой и неупругой относительных деформаций  $\varepsilon(t_{i+1/2}; t_{1/2})$  можно представить в виде:

$$\varepsilon(t_{i+1/2}; t_{1/2}) = \frac{\sigma(t_i)}{E_c(t_i)} \cdot (1 + E_c(t_i) \cdot C(t_{i+1/2}; t_{1/2})) + \sum_{j=1}^{i-1} \left[ \frac{\Delta\sigma(t_j)}{E_c(t_j)} (1 + E_c(t_j) \cdot C(t_{i+1/2}; t_j)) \right], \quad (4)$$

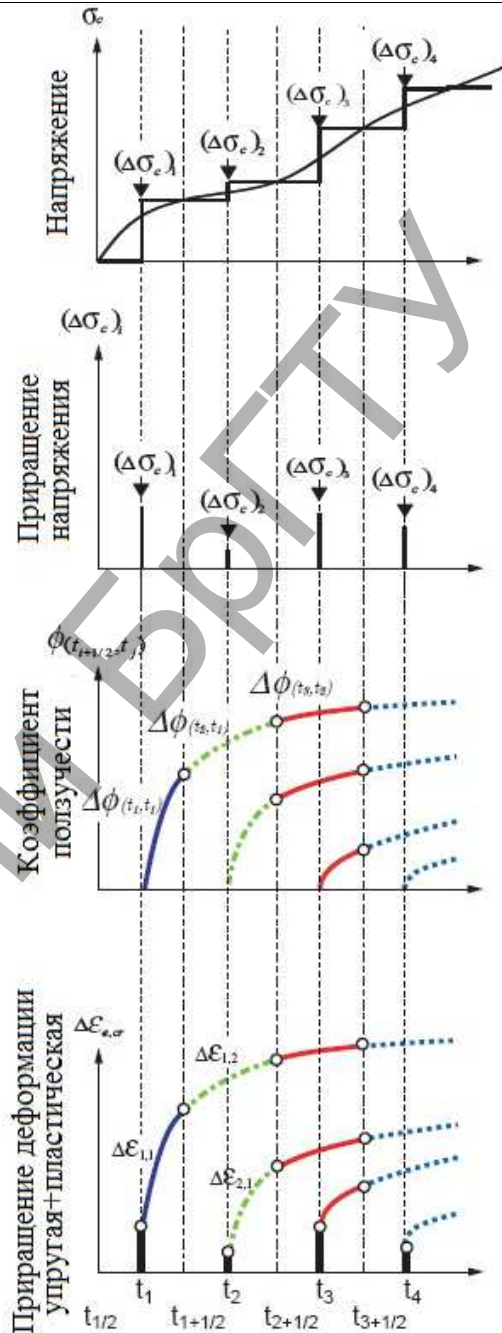
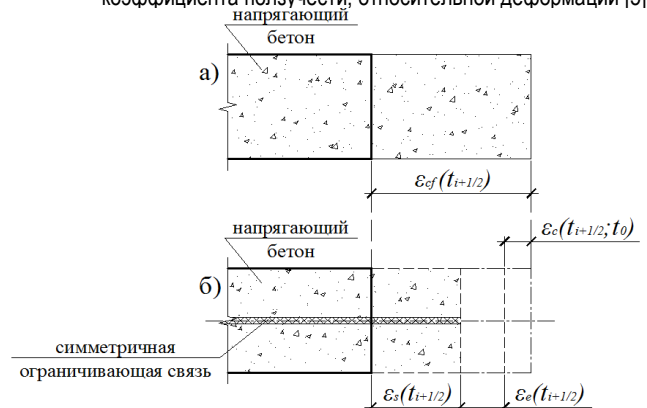


Рис. 1. Схема развития во времени приращений напряжения, коэффициента ползучести, относительной деформации [5]



(а) – развитие деформаций свободного расширения; б) – развитие деформаций связанного расширения

Рис. 2. Схема развития во времени деформаций расширения

где  $E_c(t_i)$  и  $E_c(t_j)$  – модуль упругости бетона для моментов времени  $t_i$  и  $t_j$  соответственно;  $\Delta\sigma(t_j)$  – приращение напряжений в бетоне на  $j$ -ом временном интервале;  $C(t_{i+1/2}; t_{1/2})$  и  $C(t_{i+1/2}; t_j)$  – меры ползучести для моментов времени  $t_{1/2}$  и  $t_j$  соответственно, соответствующих началу нагружения (появления собственных напряжений – самонапряжений).

Уравнение (4), связывающее напряжения и деформации, согласно [5] может быть записано в традиционной для норм проектирования форме, пользуясь коэффициентом ползучести  $\phi$ :

$$\varepsilon_{x,c}(t_{i+1/2}; t_{1/2}) = \sum_{j=1}^i \left[ (\Delta\sigma_{x,c})_j \cdot J(t_{i+1/2}; t_j) \right] + \varepsilon_{cf}(t_{i+1/2}; t_{1/2}), \quad (5)$$

где  $t_{i+1/2}$  и  $t_i$  – конец и середина  $i$ -го временного интервала соответственно;  $\varepsilon(t_{i+1/2}; t_{1/2})$  – относительная деформация бетона по направлению ограничивающей связи в конце  $i$ -го временного интервала;  $(\Delta\sigma_{x,c})_j$  – прирост напряжения по направлению оси  $x$  на  $j$ -ом временном интервале;  $J(t_{i+1/2}; t_j)$  – функция ползучести;  $\varepsilon_{cf}(t_{i+1/2}; t_{1/2})$  – приращение свободной деформации расширения бетона на временном интервале от  $t_{1/2}$  до  $t_{i+1/2}$ .

Функция ползучести определяется формулой:

$$J(t_{i+1/2}; t_j) = \frac{1}{E_c(t_j)} + \frac{\phi(t_{i+1/2}; t_j)}{E_{c,t28}}, \quad (6)$$

где  $E_c(t_j)$  – модуль упругости бетона в модифицированном возрасте, соответствующем реальному возрасту бетона  $t_j$ ;  $E_{c,t28}$  – модуль упругости бетона, соответствующий 28-ми суткам реального возраста бетона;  $\phi(t_{i+1/2}; t_j)$  – коэффициент ползучести в момент времени  $t_{i+1/2}$ , вызванный действием постоянного по величине напряжения, приложенного в момент времени  $t_j$ .

Модифицированный возраст бетона  $t_i$ , соответствующий  $t$  суткам реального возраста бетона, скорректированный с учётом влияния температурного режима, наблюдаемого на стадии твердения и расширения напрягающего бетона (в раннем возрасте бетона – до 28-ми суток), определяется согласно [5] по формуле:

$$t_i = \sum_{j=1}^n \Delta t_j e^{\frac{13,65}{273+T(\Delta t_j)/T_0} - \frac{4000}{T_0}}, \quad (7)$$

где  $\Delta t_j$  – количество суток (дней) с температурой  $T$  (°C);  $T_0 = 1^\circ\text{C}$ .

В соответствии с [8] развитие модуля упругости любого вида бетона во времени  $E_c(t)$  в первом приближении можно задать при помощи функции его модифицированного возраста:

$$E_c(t) = E_{c,t28} \cdot e^{s \left( 1 - \left( \frac{t_{m,28} - a}{t_i - a} \right)^2 \right)}, \quad (8)$$

где  $t$  – реальный возраст бетона;  $s$  – эмпирический коэффициент, учитывающий тип цемента и принимаемый равным в соответствии с [8];  $a$  – эмпирический коэффициент, принимаемый равным в соответствии с [8];  $t_{m,28}$  – модифицированный возраст бетона, соответствующий 28-ми суткам реального возраста бетона и определяемый по формуле (7);  $t_i$  – модифицированный возраст бетона, соответствующий  $t$  суткам реального возраста бетона, для которого рассчитывается модуль упругости бетона и определяемый по формуле (7).

В работе [5] авторами предложено коэффициент ползучести рассчитывать по следующей формуле, принятой в [9] и модифицированной с учётом раннего возраста бетона:

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \left[ \frac{t - t_0}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{0,3}, \quad (9)$$

где  $\phi_0$  – базовый коэффициент ползучести, определяемый по вы-

ражению:  $\phi_0 = 5,31 \left( \frac{E_c(t_0)}{E_{c,t28}} - 1,0 \right)^2 + 1,11$  ( $E_c(t_0)$  – модуль

упругости напрягающего бетона, который определяется по формуле (8) и соответствует модифицированному возрасту бетона  $t_0$ , к моменту наступления которого начинает действовать постоянное по величине напряжение);  $t$  – модифицированный возраст бетона, который определяется по формуле (7) и соответствует реальному возрасту бетона к моменту определения данного коэффициента ползучести от действия постоянного по величине напряжения;  $t_0$  – модифицированный возраст бетона, который определяется по формуле (7) и соответствует реальному возрасту бетона к началу действия постоянного по величине напряжения;  $\beta_H$  – коэффициент, характеризующий влияние возраста бетона (его жесткостных характеристик) к моменту начала действия постоянного по величине напряжения на интенсивность развития ползучести бетона:

$\beta_H = 0,000001$ , если  $0 \leq \frac{E_c(t)}{E_{c,t28}} < 0,346$  и

$\beta_H = 40,5 \cdot \left( \frac{E_c(t)}{E_{c,t28}} - 0,346 \right) + 0,485$ , если  $0,346 \leq \frac{E_c(t)}{E_{c,t28}} < 1,0$

( $E_c(t)$  – модуль упругости напрягающего бетона, который определяется по формуле (8) и соответствует модифицированному возрасту бетона  $t$ ).

Очевидно, что приращение относительных деформаций за  $i$ -е сутки можно записать в следующем виде:

$$\begin{aligned} (\Delta\varepsilon_{x,c})_i &= \varepsilon_x(t_{i+1/2}; t_{1/2}) - \varepsilon_x(t_{i-1/2}; t_{1/2}) = \\ &= (\Delta\sigma_{x,c})_i \cdot J(t_{i+1/2}; t_i) + \sum_{j=1}^{i-1} \left[ (\Delta\sigma_{x,c})_j \cdot \frac{\Delta\phi(t_i; t_j)}{E_{c,t28}} \right] + (\Delta\varepsilon_{cf})_i, \quad (10) \end{aligned}$$

$$\Delta\phi(t_i; t_j) = \phi(t_{i+1/2}; t_j) - \phi(t_{i-1/2}; t_j), \quad (11)$$

где  $(\Delta\varepsilon_{x,c})_i$  – приращение связанных относительных деформаций по оси  $x$  (по направлению ограничивающей связи) на  $i$ -ом временном интервале;  $(\Delta\varepsilon_{cf})_i$  – приращение свободных относительных деформаций напрягающего бетона на  $i$ -м временном интервале.

В соответствии с [5] из уравнения (10) при известных приращениях напряжений и приращениях связанных относительных деформаций с момента начала расширения напрягающего бетона и вплоть до  $(i-1)$ -го временного интервала включительно, а также при известных приращениях свободных относительных деформаций с момента начала расширения напрягающего бетона и вплоть до  $i$ -го временного интервала включительно и при предварительно определенном приращении связанной относительной деформации  $(\Delta\varepsilon_{x,c})_i$  на  $i$ -м временном интервале, приращение напряжения  $(\Delta\sigma_{x,c})_i$  на  $i$ -м временном интервале может быть получено в виде:

$$\begin{aligned} (\Delta\sigma_{x,c})_i &= \frac{E_c(t_i)}{1 + \frac{E_c(t_i)}{E_{c,t28}} \cdot \phi(t_{i+1/2}; t_i)} \times \\ &\times \left\{ (\Delta\varepsilon_{x,c})_i - \sum_{j=1}^{i-1} \left[ \frac{(\Delta\sigma_{x,c})_j}{E_{c,t28}} \cdot (\Delta\phi(t_i; t_j)) \right] - (\Delta\varepsilon_{cf})_i \right\}. \quad (12) \end{aligned}$$

Таблица 1. Программа экспериментальных исследований опытных образцов-призм серии I

Серия образцов	Обозначение образцов-призм	Армирование		
		Площадь армирования сечения $A_{f(s)}$ , мм <sup>2</sup>	Коэффициент армирования сечения стеклопластиковым стержнями $\rho_{f(s)}$ , %	Эквивалентный коэффициент армирования сечения в пересчёте на стальную арматуру $\rho_{l,eff}$ , %
Серия I	ПНБК-1	Свободный образец из напрягающего бетона, выполненный без ограничивающей деформации свободного расширения связи		
	ПНБК-2	$\frac{28,26}{1\emptyset6}$	0,283	0,078
	ПНБК-3	$\frac{153,86}{1\emptyset14}$	1,563	0,430

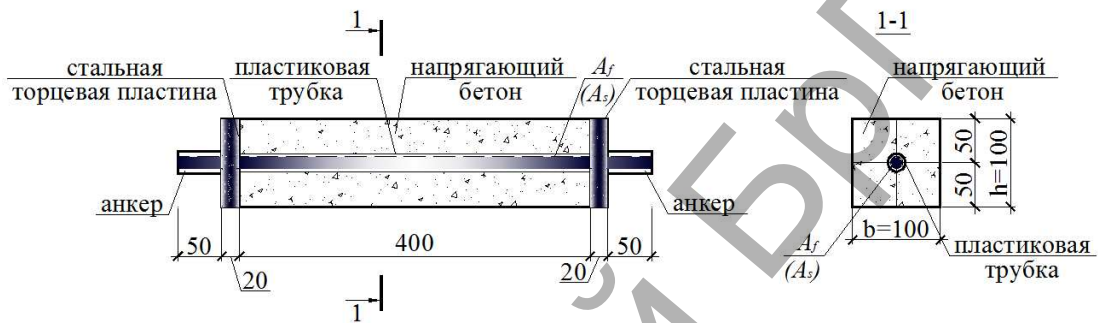


Рис. 3. Схема опытных образцов-призм серии I

Следовательно, напряжения на  $i$ -м временном интервале  $\sigma_{x,c}(t_i)$  могут быть рассчитаны как:

$$\sigma_{x,c}(t_i) = \sigma_{x,c}(t_{i-1}) + (\Delta\sigma_{x,c})_i \quad (13)$$

Опираясь на принцип суперпозиции для относительных деформаций и принимая во внимание изотропные свойства материалов, уравнение (12) приводит к следующему выражению, учитывающему эффект объёмного расширения:

$$\{\Delta\sigma_c\}_i = [D_c]_i \left\{ \{\Delta\varepsilon_c\}_i - \sum_{j=1}^{i-1} \left[ \frac{(\Delta\sigma_c)_j}{[D_{c,28}]} \cdot (\Delta\phi(t_i; t_j)) \right] - \{\Delta\varepsilon_{cf}\}_i \right\} \quad (14)$$

где  $\{\Delta\sigma_c\}_i$  – вектор приращения напряжений на  $i$ -м временном интервале;  $\{\Delta\varepsilon_c\}_i$  – вектор приращения относительных деформаций на  $i$ -м временном интервале;  $[D_c]_i$  – матрица жесткостей бетона на  $i$ -м временном интервале;  $[D_{c,28}]$  – матрица жесткостей бетона возраста 28-ми суток, скорректированная с учётом модифицированного возраста бетона (т.е. с учётом температурного режима, наблюдавшегося в процессе расширения и твердения напрягающего бетона).

Рассматривая случай бетонной балки с ограничением в виде стального стержня и принимая допущение о том, что при обеспеченной анкеровке арматуры приращение относительной деформации ограничивающей связи  $(\Delta\varepsilon_{x,r})_i$  равно приращению относительной деформации окружающего бетона  $(\Delta\varepsilon_{x,c})_i$ , то приращение напряжений на  $i$ -м временном интервале можно записать через реакцию в ограничивающей связи (для случая симметричного армирования):

$$(\Delta\sigma_{x,c})_i = (\Delta\varepsilon_{x,c})_i \cdot E_r \cdot \rho_{l,x} \quad (15)$$

где  $E_r$  – модуль упругости ограничивающей деформации расширения бетона связи;  $\rho_{l,x}$  – коэффициент продольного армирования бетонного сечения ограничивающими связями.

Тогда, уравнение (12) можно представить в виде:

$$(\Delta\varepsilon_{x,c})_i \cdot E_r \cdot \rho_{l,x} = \frac{E_c(t_i)}{1 + \frac{E_c(t_i)}{E_{c,t28}} \cdot \phi(t_{i+1/2}; t_i)} \times \left\{ (\Delta\varepsilon_{x,c})_i - \sum_{j=1}^{i-1} \left[ \frac{(\Delta\sigma_{x,c})_j}{E_{c,t28}} \cdot (\Delta\phi(t_i; t_j)) \right] - (\Delta\varepsilon_{cf})_i \right\} \quad (16)$$

Уравнение (16) решается относительно  $(\Delta\varepsilon_{x,c})_i$ .

Обозначив  $D = \frac{E_c(t_i)}{\left(1 + \frac{E_c(t_i)}{E_{c,t28}} \cdot \phi(t_{i+1/2}; t_i)\right) \cdot E_r \cdot \rho_{l,x}}$ , урав-

нение (16) получает вид:

$$(\Delta\varepsilon_{x,c})_i = D \cdot \left\{ (\Delta\varepsilon_{x,c})_i - \sum_{j=1}^{i-1} \left[ \frac{(\Delta\sigma_{x,c})_j}{E_{c,t28}} \cdot (\Delta\phi(t_i; t_j)) \right] - (\Delta\varepsilon_{cf})_i \right\} \quad (17)$$

Из уравнения (16) следует, что связанная относительная деформация (деформация ограничивающей связи) может быть определена по следующей формуле:

$$(\Delta\varepsilon_{x,c})_i = \frac{D \cdot \left\{ \sum_{j=1}^{i-1} \left[ \frac{(\Delta\sigma_{x,c})_j}{E_{c,t28}} \cdot (\Delta\phi(t_i; t_j)) \right] + (\Delta\varepsilon_{cf})_i \right\}}{D - 1} \quad (18)$$

**Экспериментальные исследования.** С целью проверки предложенных теоретических подходов к оцениванию величины самонапряжения в элементах из напрягающего бетона, армированных стержнями из полимерных композитов, были выполнены специальные постановочные лабораторные исследования на образцах-призмах квадратного поперечного сечения размером 100x100 мм, армированных отдельными стержнями. Переменными параметрами в испытаниях являлись: степень ограничения стеклопластиковой арматурой, моделируемая продольной осевой жесткостью ограничивающей связи.

Таблица 2. Сводные результаты анализа на стадии расширения образцов-призм серии I

Посугочный прирост относительной деформации	Экспериментальные данные	Результаты расчёта в соответствии с положениями аналитической модели	Результаты расчёта по методике, описанной в ТКП 45-5.03-158-2009 [4]	Результаты расчёта по модели, предложенной проф. В.В. Михайловым [3]	Величина самонапряжения, МПа	Экспериментальные данные	Результаты расчёта в соответствии с положениями аналитической модели	Результаты расчёта по методике, описанной в ТКП 45-5.03-158-2009 [4]	Результаты расчёта по модели, предложенной проф. В.В. Михайловым [3]
Образец-призма, симметрично армированный стеклопластиковым стержнем Ø6 мм									
$(\Delta \epsilon_{связ})_{1сум}$	0,000242	0,000246	0,000965	–	$(\sigma)_{1сум}$	0,038	0,038	0,150	0,136
$(\Delta \epsilon_{связ})_{2сум}$	0,000207	0,000215	0,000435	–	$(\sigma)_{2сум}$	0,070	0,072	0,204	0,186
$(\Delta \epsilon_{связ})_{3сум}$	0,000382	0,000379	0,000350	–	$(\sigma)_{3сум}$	0,129	0,131	0,272	0,210
$(\Delta \epsilon_{связ})_{4сум}$	0,000305	0,000347	0,000440	–	$(\sigma)_{4сум}$	0,177	0,185	0,341	0,257
$(\Delta \epsilon_{связ})_{5сум}$	0,000140	0,000138	0,000440	–	$(\sigma)_{5сум}$	0,199	0,206	0,409	0,314
$(\Delta \epsilon_{связ})_{6сум}$	0	0	0	–	$(\sigma)_{6сум}$	0,199	0,206	0,409	0,314
Образец-призма, симметрично армированный стеклопластиковым стержнем Ø14 мм									
$(\Delta \epsilon_{связ})_{1сум}$	0,000187	0,000227	0,000334	–	$(\sigma)_{1сум}$	0,158	0,192	0,283	0,145
$(\Delta \epsilon_{связ})_{2сум}$	0,000204	0,000204	0,000152	–	$(\sigma)_{2сум}$	0,331	0,365	0,412	0,192
$(\Delta \epsilon_{связ})_{3сум}$	0,000349	0,000363	0,000121	–	$(\sigma)_{3сум}$	0,627	0,673	0,514	0,216
$(\Delta \epsilon_{связ})_{4сум}$	0,000332	0,000333	0,000152	–	$(\sigma)_{4сум}$	0,908	0,955	0,643	0,261
$(\Delta \epsilon_{связ})_{5сум}$	0,000115	0,000131	0,000152	–	$(\sigma)_{5сум}$	1,005	1,065	0,772	0,320
$(\Delta \epsilon_{связ})_{6сум}$	0	0	0	–	$(\sigma)_{6сум}$	1,005	1,065	0,772	0,320

Программа экспериментальных исследований опытных образцов-призм серии I представлена в табл. 1, а схема опытных образцов-призм серии I представлена на рис. 3.

В качестве инертных заполнителей для напрягающего бетона использовали гранитный щебень фракции 5–10 мм и песок с модулем крупности 3,4. Водоцементное отношение было назначено постоянным и равным W/C=0,4. Состав бетонной смеси на 1 м<sup>3</sup> напрягающего бетона в сухом состоянии был подобран исходя из условия «рациональной упаковки» бетонной смеси: НЦ – 500 кг; щебень – 960 кг; песок – 750 кг. Для достижения требуемой удобоукладываемости применяли гиперпластификатор на поликарбоксилатной основе в количестве 0,5% от массы цемента.

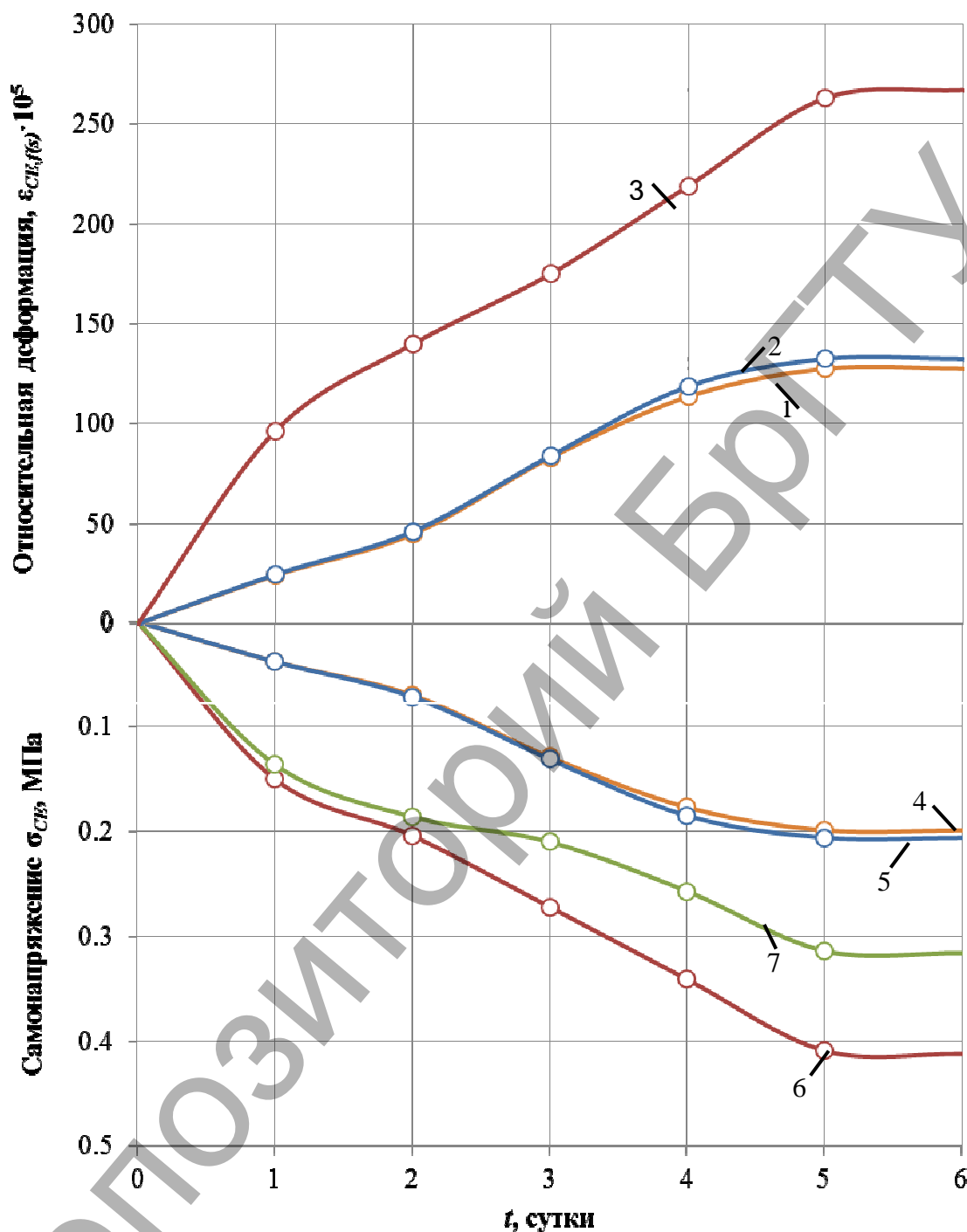
Основные физико-механические характеристики напрягающего бетона, использованного при изготовлении опытных призм, определяли по методике, описанной в СТБ 2101-2010 [10]. Для полученного напрягающего бетона среднее значение самонапряжения в стандартных силовых кондукторах 0,86 Н/мм<sup>2</sup>, а средняя призмная прочность на сжатие образцов, твердевших в свободном состоянии составила 36,3 Н/мм<sup>2</sup>.

Для ограничения деформаций расширения напрягающих бетона образцов-призм серии I использовали композитную стеклопластиковую арматуру диаметром 6 и 14 мм (кратковременная прочность при растяжении 1 300 Н/мм<sup>2</sup>, модуль упругости  $E_{f(s)}=55\ 000$  Н/мм<sup>2</sup>).

Изготовленные в соответствии с принятой программой эксперимента опытные образцы-призмы до проведения статических испытаний на стадии расширения напрягающего бетона хранили в воде.

**Результаты испытаний опытных образцов-призм.** Как было показано ранее, образцы-призмы серии I были изготовлены с различными коэффициентами армирования стеклопластиковыми стержнями. С целью проверки сходимости результатов расчёта связанных относительных деформаций и величин самонапряжения, рассчитанных в соответствии с положениями предложенной аналитической модели с экспериментальными данными были построены графики, показывающие кинетику развития во времени связанных относительных деформаций и величин самонапряжения опытных образцов-призм серии I в условиях водного хранения, которые представлены на рис. 4 и на рис. 5. На данных графиках также сопоставлены результаты расчёта связанных относительных деформаций и величин самонапряжения в соответствии с положениями предложенной аналитической модели с результатами расчёта перечисленных выше величин в соответствии с методикой, описанной ТКП 45-5.03-158-2009 [4], а также в соответствии с моделью, предложенной проф. В.В. Михайловым [3]. Сводные результаты анализа на стадии расширения образцов-призм серии I представлены в табл. 2.

Из результатов сравнения экспериментальных и расчётных данных видно, что их наибольшее совпадение как для образца-призмы симметрично армированного стеклопластиковым стержнем Ø6 мм, так и для образца-призмы симметрично армированного стеклопластиковым стержнем Ø14 мм, наблюдается в случае расчёта как связанных относительных деформаций, так и величин самонапряжения в соответствии с положениями аналитической модели (максимальная погрешность расчёта составляет 22 %, минимальная – 0 %), погрешность



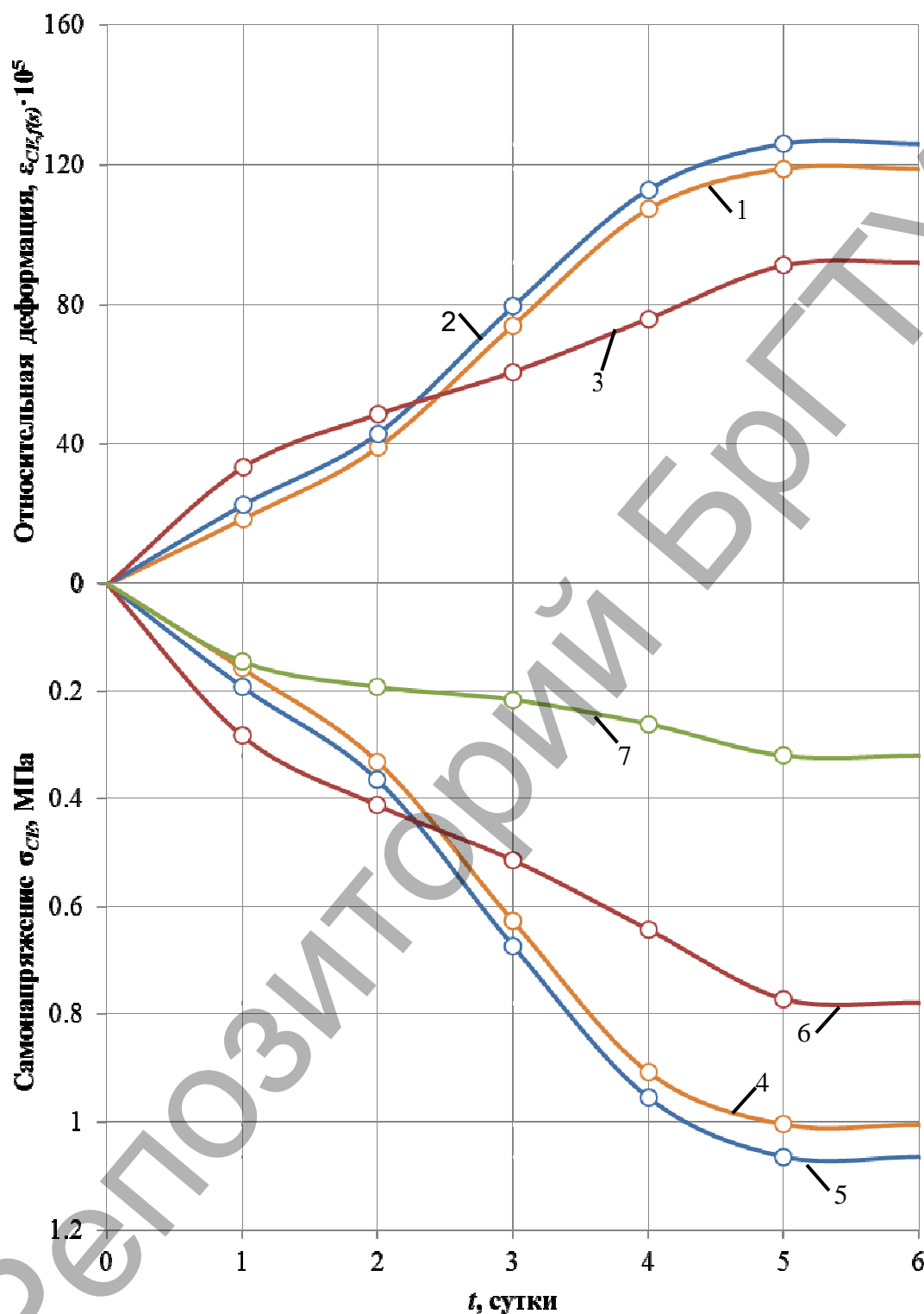
1 – экспериментальные данные; 2 – результаты расчёта в соответствии с положениями аналитической модели; 3 – результаты расчёта по методике, описанной в ТКП 45-5.03-158-2009 [4] и величин самонапряжения; 4 – экспериментальные данные; 5 – результаты расчёта в соответствии с положениями аналитической модели; 6 – результаты расчёта по методике, описанной в ТКП 45-5.03-158-2009 [4]; 7 – результаты расчёта по модели, предложенной проф. В.В. Михайловым [3]

**Рис. 4.** Кинетика развития во времени связанных относительных деформаций опытного образца-призмы серии I в условиях водного хранения, симметрично армированного стеклопластиковым терзнем Ø6 мм

расчёта величины самонапряжения к моменту стабилизации процесса расширения составила 6 %. Что касается расчётных данных, полученных с использованием методики, описанной в ТКП 45-5.03-158-2009 [4], и модели, предложенной проф. В.В. Михайловым [3], то в этих случаях погрешность расчёта величины самонапряжения к моменту стабилизации процесса расширения составила 106 % (для образца-

призмы симметрично армированного стеклопластиковым стержнем Ø6 мм) и 68 % (для образца-призмы симметрично армированного стеклопластиковым стержнем Ø14 мм) соответственно.

**Заключение.** Таким образом, для определения величины связанной деформации при расширении напрягающего бетона необходимо иметь:



1 – экспериментальные данные; 2 – результаты расчёта в соответствии с положениями аналитической модели; 3 – результаты расчёта по методике, описанной в ТКП 45-5.03-158-2009 [4] и величин самонапряжения; 4 – экспериментальные данные; 5 – результаты расчёта в соответствии с положениями аналитической модели; 6 – результаты расчёта по методике, описанной в ТКП 45-5.03-158-2009 [4]; 7 – результаты расчёта по модели, предложенной проф. В.В. Михайловым [3]

**Рис. 5.** Кинетика развития во времени связанных относительных деформаций опытного образца-призмы серии I в условиях водного хранения, симметрично армированного стеклопластиковым терзнем  $\varnothing 14$  мм

1. Адекватные аналитические зависимости, описывающие развитие собственных эффективных относительных деформаций свободно-

го расширения во времени для бетонов с различной маркой по самонапряжению, определяемой в стандартных условиях.



2. Аналитические зависимости для определения коэффициентов ползучести напрягающего бетона в раннем возрасте (до 28-ми суток реального возраста), установленном с учётом влияния температурно-влажностного режима окружающей среды (т.е. с учётом влияния условий хранения на стадии твердения и расширения напрягающего бетона).
3. **СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ**
1. Экспериментально-теоретические основы предварительного напряжения конструкций при применении напрягающего бетона: монография / В.В. Тур. – Брест: изд. БрПИ, 1998. – 246 с.
2. Предварительно напряжённые железобетонные конструкции: монография / И. Гийон – М.: Стройиздат, 1958. – 498 с.
3. Расширяющийся и напрягающий цементы и самоупроченные железобетонные конструкции: монография / В.В. Михайлов, С.Л. Литвер. – М.: Стройиздат, 1974. – 389 с.
4. Бетонные и железобетонные конструкции из напрягающего бетона: ТКП 45-5.03-158-2009 / Министерство архитектуры и строительства РБ. – Мн.: Минстройархитектуры, 2010. – 28 с.
5. Early Age Deformation and Resultant Induced Stress in Expansive High Strength Concrete / I. Hidetoshi [et al.] // Journal of Advanced Concrete Technology, 2004. – Vol. 2, № 2. – P. 155–174.
6. Применение базальтопластиковой арматуры при изготовлении самоупроченных конструкций / В.В. Тур, О.С. Семенюк // Вестник Брестского государственного технического университета, 2013. – № 1(79): Строительство и архитектура. – С. 99–103.
7. Expansive Performance of Self-stressing and Self-compacting Concrete confined with Steel Tube / X. Lei [et al.]. – Journal of Wuhan University of Technology-Mater, 2007. – P. 341–345.
8. JCI: Autogenous Shrinkage of Concrete / E. Tazawa [et al.]. – London, 1999. – 31 p.
9. Design of Concrete Structure. General Rules and Rules for Building: EN 1992-1: 2001 (Eurocode 2) / Brussel: European Committee for Standardization, Introduced October 2001. – 230 p.
10. Бетоны напрягающие. Технические условия: СТБ 2101-2010. – Введ. 28.07.2010. – Минск: РУП «Стройтехнорм», 2010. – 19 с.

Материал поступил в редакцию 01.04.14

#### TUR V.V., SIEMIENIUK O.S. To the estimating of the resultant induced stresses in the self-stressed structures

Empirical approaches and analytical models for resultant induced stresses evaluating in the concrete of self-stressed structures are considered. The applicability of above-mentioned methods was assayed and its merits and demerits were studied. Comparison of experimental and calculated data obtained with the usage of described in the article methods for resultant induced stresses evaluating is given.

УДК 624.014.27

**Драган В.И., Морилова Н.Л.**

### КРИТЕРИИ ЖИВУЧЕСТИ СТРУКТУРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ СИСТЕМЫ «БрГТУ»

**Введение.** Проектирование современных архитектурных форм большой выразительности и универсальности, образуемых на основе многократно повторяющихся элементов, привели к созданию металлической структурной системы нового типа – структурной конструкции системы «БрГТУ».

За последние восемь лет запроектировано 29 и построено 19 уникальных сооружений с применением металлических структурных конструкций системы «БрГТУ». Это покрытия сцен летних амфитеатров в г. Бресте, г. Кобрине, г. Хойники, покрытия ледовых арен в г. Пружаны, г. Лунинец, г. Ивацевичи, г. Кобрине, покрытие летнего амфитеатра в г. Витебске, навес над трибунами стадиона «Спартак» в г. Могилеве, покрытием спортивного зала и главного входа на «Минск-арена», покрытия ДЮСШ №2 в г. Калинковичи, купол здания НОК в г. Минске, покрытие амфитеатра в парке г. Молодечно и другие.

Для дальнейшего развития, проектирования и строительства новых объектов с применением структурных конструкций системы «БрГТУ» необходимо проведение теоретических и экспериментальных исследований с целью определения и уточнения новых конструктивных решений, а также реализации новых методов расчета и проектирования конструкций, в том числе в случае аварийных нагрузок и аварийных состояний, включая методы расчета живучести структурных конструкций системы «БрГТУ».

На сегодняшний день отсутствует общепринятый научно – обоснованный подход проектирования живучести и долговечности зданий и сооружений на различных стадиях жизненного цикла. В этой связи развитие элементов теории и практических методов расчета живучести приобретает все большую актуальность. Новый этап исследований связан с изучением живучести физически и геометрически нелинейных систем, а также влияния выключения отдельных элементов на процесс общей несущей способности в запредельных состояниях.

Для решения задач оценки живучести структурных конструкций

системы «БрГТУ» приняты следующие гипотезы:

- запроектное воздействие на структурную конструкцию определяется интегральным результатом накопления повреждений, выраженный диаграммой деформирования покрытия «нагрузка – прогиб покрытия»;
- разрушение структурной конструкции определяется набором выключенных связей, в частности пластических шарниров, которые превращают конструкцию в кинематически изменяемую систему;
- на начальном этапе нагрузка, при действии которой не происходит образование пластических шарниров, считается постоянной (проектная нагрузка), остальная нагрузка изменяется пропорционально по одному параметру.

На живучесть структурных покрытий системы «БрГТУ» влияет также их топология. Рациональный выбор топологии таких покрытий дает возможность управлять их живучестью при исчерпании несущей способности элементов.

**1. Конструктивные решения большепролетных структурных покрытий системы «БрГТУ».** Структурная металлическая конструкция системы «БрГТУ» достаточно быстро получила признание архитекторов, проектировщиков и в настоящее время имеет несомненный приоритет по отношению к другим пространственным конструкциям. Об этом свидетельствует не только факт широкого применения данной конструкции по всей республике в качестве покрытий общественных зданий, культурно-развлекательных и спортивных сооружений, но и то, что данная конструкция была использована при возведении уникальных сооружений, таких как, например, покрытие летнего амфитеатра в г. Витебске [1].

Впервые структурное покрытие системы «БрГТУ» было применено при строительстве театра эстрады в парке культуры и отдыха в г. Бресте, его аналоги были построены в г. Кобрине и г. Хойники (рис. 1а).

**Драган Вячеслав Игнатьевич**, кандидат технических наук, доцент, профессор кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

**Морилова Наталья Леонидовна**, аспирант кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.