



УДК 624.972.2.012.35

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЕЛИЧИНЫ САМОНАПРЯЖЕНИЙ В КОНСТРУКЦИЯХ ИЗ НАПРЯГАЮЩЕГО БЕТОНА

Тур В.В.<sup>1</sup>

Брестский государственный технический университет

Длительные процессы, а главным образом усадка твердеющего бетона, приводят к снижению его эксплуатационных свойств и долговечности железобетонных конструкций. Поиски способов улучшения работы бетона на растяжение привели к созданию предварительного напряжения конструкции. Однако выполнение предварительного напряжения конструкции в построечных условиях в ряде случаев сопряжено со значительными трудностями конструктивно-технологического характера. Это в первую очередь свойственно для возведения сборно-монолитных конструкций, в которых монолитный бетон, объединяющий сборные элементы в единую неразрезную конструкцию укладывают в условиях строительной площадки. Опыт применения сборно-монолитных конструкций в строительстве показывает, что в течение эксплуатационного периода они в большей степени, чем сборные, подвержены влиянию длительных процессов, что выражается в снижении трещиностойкости составных сечений и возрастании прогибов [6, 11]. Длительные процессы, в частности несовместная усадка, оказывая менее ощутимое влияние на прочность сборно-монолитной конструкции существенно снижают ее эксплуатационные характеристики и, как следствие долговечность. Обширными исследованиями установлено, что длительные процессы, в частности усадка, оказывают значительное влияние на работу железобетонных конструкций на растяжение.

<sup>1</sup> Тур В.В. – д.т.н., профессор, зав. каф. ТБСМ БГТУ

1

дованиями, выполненными как отечественными, так и зарубежными учеными показано, что игнорирование дополнительных усилий от длительных процессов может при соответствующих условиях не только снизить эксплуатационные свойства неразрезной конструкции, но и создать предаварийную ситуацию [11]. Опыт строительства показывает, что мероприятия конструктивно-технологического характера, направленные на снижение неблагоприятных последствий усадки бетона в сборно-монолитных конструкциях, на практике оказываются малоэффективными [10, 14, 15].

Экспериментально-теоретические работы многих исследователей были направлены на получение вяжущего, применение которого в бетоне не только бы компенсировало усадку, но и позволило бы получить его объемное расширение в начальной фазе твердения. Такая возможность стала реальной благодаря открытию гидросульфоалюмината кальция (этtringита), названного первоначально «цементной бациллой» [12]. История изучения гидросульфоалюмината кальция и разработки методов его полезного использования охватывает более, чем восьмидесятилетний период и продолжается до настоящего времени. Историческая справка о развитии научных представлений и исследований в области расширяющихся и напрягающих цементов и бетонов на их основе содержится в монографиях [8, 9, 10].

Еще в 1953 году известный французский исследователь И. Гийон в своей монографии [13] писал: «Если будет достигнуто значительное расширение бетона (при использовании расширяющихся цементов Г. Лоссье, прим. автора), обеспечивающее надлежащее натяжение арматуры, несомненно, мы получим совершенно новый способ предварительного напряжения балок».

Создание нового физико-химического способа предварительного напряжения железобетонных конструкций стало возможным благодаря работам проф. В.В. Михайлова и сотрудников его лаборатории. Основная идея способа заключена в использовании т.н. «твердофазового» механизма расширения, как правило, сульфоалюминатных расширяющихся цементов, получивших название «напрягающие» [2, 3, 9]. Свойства бетонов на напрягающем цементе и опыт их рационального применения в строительстве достаточно подробно рассматривались в разные годы в научно-технической литературе и обобщены в работах [7, 8-10, 14, 15].

Одним из объектов рационального применения напрягающего бетона являются сборно-монолитные элементы зданий и сооружений различного назначения. Напрягающий бетон с успехом использовали для замоноличивания стыковых соединений сборно-монолитных емкостных сооружений [4], уникальных пространственных конструкций [9]. Однако наиболее ощутимые эффекты достигаются при применении напрягающего бетона в сборно-

монолитных конструкциях балочного типа. Как показали исследования [1, 10, 14], выполнение монолитной части таких конструкций из напрягающего бетона позволяет не только компенсировать усадочные явления, но и получить предварительное напряжение составного сечения в построечных условиях. При обеспечении надлежащей связи по контакту монолитный напрягающий бетон расширяется в условиях, когда основным ограничением, препятствующим его деформациям является ранее изготовленный сборный элемент (см. рис. 1а). В результате такого совместного деформирования монолитный напрягающий бетон получает обжатие, сборная часть сечения подвергается внецентренному растяжению, а составной элемент получает выгиб. Таким образом, к моменту стабилизации расширения напрягающего бетона сборно-монолитный элемент получает напряженно-деформированное состояние противоположное тому, что имеет место при несовместной усадке бетонов монолитной и сборной частей в традиционных конструкциях [6].

При проектировании самонапряженных сборно-монолитных железобетонных конструкций необходимо рассчитать параметры напряженно-деформированного состояния составного сечения на стадии расширения напрягающего монолитного бетона.

Параметры напряженно-деформированного состояния на стадии расширения монолитного напрягающего бетона, входящего в составное сечение предложено определять на базе единого методологического подхода, основанного на гипотезе «условного армирования», сформулированной в работе [10]. В соответствии с этой гипотезой ограничивающее влияние любой внешней связи, препятствующей свободному расширению твердеющего напрягающего бетона может быть выражено через жесткостную характеристику, эквивалентную жесткости определенного количества стальной арматуры, располагаемой в заменяющем сечении (рис. 1б), таким образом, чтобы было полностью сохранено напряженно-деформированное состояние монолитного бетона в исходной сборно-монолитной конструкции. Такой подход позволяет воспользоваться едиными зависимостями для расчета связанных деформаций и самонапряжения как монолитных, так и сборно-монолитных железобетонных конструкций, изготовленных с применением напрягающего бетона.

Анализ, выполненный в работах [1, 10] показал, что жесткостная характеристика «условного» армирования, моделирующая ограничивающее влияние сборной части, не является величиной постоянной, а изменяется в процессе ее совместного деформирования при расширении монолитного напрягающего бетона. Потому количество «условного» армирования и его положения в пределах заменяющего сечения предложено определять с учетом

том нелинейной работы сборного элемента в процессе его совместного деформирования с монолитной небетонкой.

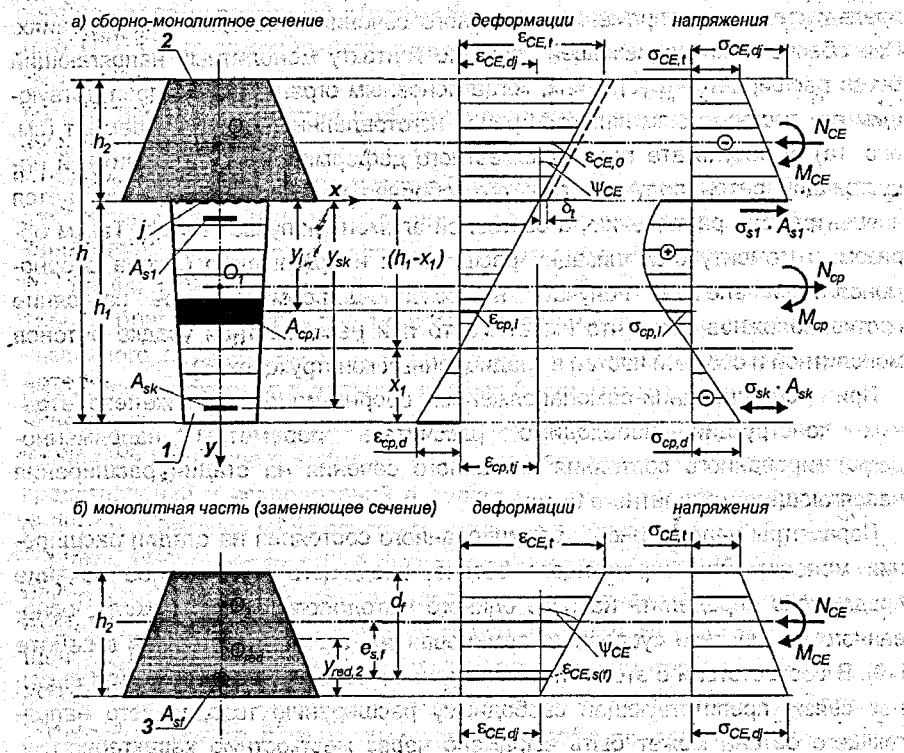


Рис. 1 Распределение деформаций и напряжений для сборно-монолитного (а) и заменяющего (б) сечений.

1 – сборная часть сечения; 2 – монолитный бетон; 3 – «условное» армирование в заменяющем сечении.

Для определения параметров напряженно-деформированного состояния монолитного слоя, а далее и всего составного сечения, необходимо рассчитать коэффициент «условного» армирования и положение «условной арматуры» относительно центра тяжести заменяющего сечения из напрягающего бетона.

При выводе зависимостей, позволяющих рассчитать названные характеристики на стадии самоупреждения сборно-монолитной конструкции были приняты следующие предпосылки:

1. Все усилия, действующие в составном сечении на стадии расширения напрягающего бетона относятся к категории внутренних и взаимно уравновешены;
2. На стадии расширения выполняется гипотеза плоских сечений, как для монолитной набетонки, так и сборной части сечения. При этом кривизны сборной и монолитной частей сечения равны между собой (не допускается расслоения по плоскости контакта);
3. Ограничивающее влияние сборного элемента выражено через коэффициент «условного» армирования ( $\rho_{if}$ ), располагаемого в сечении таким образом, чтобы распределение связанных деформаций по сечению заменяющего элемента соответствовало распределению деформаций в монолитной части сборно-монолитной конструкции;
4. Деформации граней монолитного бетона и сборного элемента на уровне контакта равны, либо отличаются на деформацию начального сдвига  $\delta_0$ , величина которого зависит от конструктивно-технологических параметров стыкового соединения.
5. Напряжения и деформации бетона и арматуры для сборной части сечения связаны соответствующими диаграммами деформирования « $\sigma - \varepsilon$ » материалов при осевом нагружении согласно [16].

Вынужденные усилия в сборной части сечения от расширения монолитной набетонки в общем случае могут быть определены:

$$\{F\}_p = [B]_p \{e\}_p \quad (1)$$

где  $\{F\}_p$  — вектор-столбец вынужденных усилий в сборной части сечения от расширения монолитной набетонки;

$\{e\}_p = \{e_{срф}; \psi_{CE}\}^T$  — вектор-столбец вынужденных деформаций сборной части сечения;

$[B]_p$  — матрица текущих жесткостей для сборной части сечения, элементы которой корректируются в зависимости от величины вынужденных деформаций, вызванных связанным расширением монолитной набетонки.

Выражая компоненты вектора деформаций для сборной части через параметры деформирования монолитной набетонки с учетом принятых предпосылок, уравнения (1) могут быть преобразованы к виду:

$$\{F\}_{CE} = [B]_p \{e\}_{CE} \quad (2)$$

где  $\{F\}_{CE}$  — вектор усилий самоупреждения в монолитной части сечения;

$\{\epsilon\}_{CE} = \{\epsilon_{CE}, \psi_{CE}\}^T$  — вектор деформаций, определяющих связанное расширение монолитной набетонки, в условиях ограничения сборным элементом.

Для решения задачи необходимо иметь базовые уравнения, описывающие параметры деформированного состояния от расширения напрягающего бетона для монолитной железобетонной конструкции, имеющей общую форму сечения при произвольном положении ограничивающих связей.

Необходимо отметить, что уже первые исследования железобетонных элементов, выполненных из напрягающего бетона показали, что определение собственных напряжений (самонапряжений) и деформаций, развивающихся в результате его расширения, представляют собой достаточно сложную проблему. С одной стороны это обусловлено тем обстоятельством, что в процессе расширения напрягающего бетона к нему не применимы законы упругого деформирования и величина самонапряжения не может быть выражена через предельную деформацию свободного расширения подобно тому как это принято при определении усадочных и температурных напряжений. С другой стороны, на величину деформаций расширения твердеющего напрягающего бетона оказывает влияние значительное количество факторов конструктивно-технологического характера (рис. 2).

Учитывая перечисленные обстоятельства для расчета величины самонапряжения напрягающего бетона в конструкции в работах [2, 3, 9] была предложена мультипликативная модель вида:

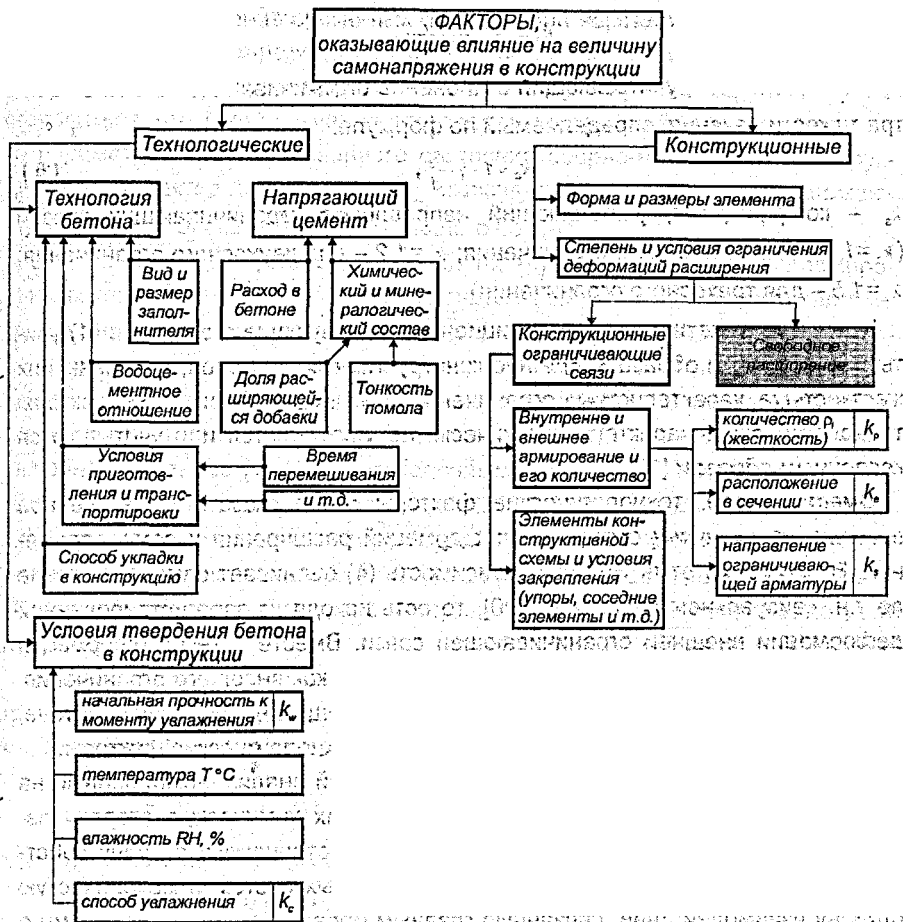
$$\sigma_{CE} = f_{CE,d} \prod_{i=1}^n k_i, \quad (3)$$

где  $\sigma_{CE}$  — расчетная величина самонапряжения в напрягающем бетоне железобетонной конструкции;

$f_{CE,d}$  — марка по самонапряжению напрягающего бетона ( $\text{Н/мм}^2$ ), установленная для некоторых условий, принятых в качестве стандартных;

$k_i$  — корректирующие коэффициенты, учитывающие отклонение условий твердения и расширения напрягающего бетона в конструкции от стандартных условий, при которых установлена марка бетона по самонапряжению.

Марка бетона по самонапряжению  $f_{CE,d}$  является по существу некоторым предельным значением сжимающих напряжений (самонапряжений), развивающихся в базовом образце из напрягающего бетона определенного состава, твердеющего в стандартных условиях, оговоренных, например, в [18].



**Рис. 2.** Факторы, оказывающие влияние на величину связанных деформаций и самоупругения в конструкции из напрягающего бетона

В нормативный документ [18] для расчета самоупругения железобетонных конструкций зависимость (3) внесена в виде:

$$\sigma_{CE,t} = f_{CE,t} \cdot K_p \cdot K_s \cdot K_a \quad (4)$$

где  $K_p$  – коэффициент, учитывающий влияние жесткости ограничивающей связи (арматуры), выражаемой через коэффициент армирования сечения  $\rho$  и рассчитываемый для условий одноосного ограничения по функциональной зависимости вида:

$$k_p = \sqrt{\frac{1,57 \cdot \rho_f}{0,0057 + \rho_f}}, \quad (5)$$

$k_p$  – коэффициент, учитывающий отклонение ограничивающей связи от центра тяжести сечения, определяемый по формуле:

$$k_e = 1 - \gamma \cdot \frac{e_s}{d}, \quad (6)$$

$k_s$  – коэффициент, учитывающий направление ограничивающих связей ( $k_s = 1,0$  – для одноосного ограничения;  $k_s = 1,2$  – для двухосного ограничения;  $k_s = 1,5$  – для трехосного ограничения)

Несложно заметить, что коэффициенты, участвующие в формуле (4) учитывают, главным образом, влияние конструктивных факторов, оценивающих жесткостные характеристики ограничения (см. рис. 2). При этом факторы технологического характера практически не учитываются или учитываются косвенным образом [10].

Вместе с тем, технологические факторы могут оказать существенное влияние на величину связанных деформаций расширения и самонапряжения. Необходимо отметить, что зависимость (4) оценивает самонапряжение по т.н. «визуальному эффекту» [10], то есть исходя из зарегистрированной деформации внешней ограничивающей связи. Вместе с тем, деформация расширения зависит от сдерживающего влияния как внешнего ограничения, так и собственных структурных связей в твердеющем напрягающем бетоне, на формирование которых оказывают влияние технологические факторы.

Содержащийся в работах [10, 14] качественный анализ, выполненный на структурно-механических моделях, объединивших химическую сторону явления расширения напрягающего цемента, геометрическую сторону собственных деформаций расширяющихся композитных систем и механическую сторону взаимодействий, связанную главным образом с представлениями о собственных напряжениях, их релаксацией в деформирующей структуре, показал, что зависимость (5) достаточно хорошо описывает влияние на величину самонапряжения жесткости внешней ограничивающей связи в случае ее симметричного расположения в сечении.

Вместе с тем, мультипликативная модель (4), принятая в нормативном документе [18] базируется на гипотезе о равномерном распределении самонапряжений по сечению.

Согласно принятым представлениям [9, 18] отклонение ограничивающих связей от центра тяжести бетонного сечения приводит к уменьшению самонапряжения, равномерно распределенного по сечению, что регулируется коэффициентом  $k_e$  в формуле (4). Такой подход зачастую входит в противоречие с результатами опытных данных и в ряде расчетных ситуаций явля-



ется неприемлемым. Это особенно ощутимо при определении деформаций элементов, имеющих резко несимметричное армирование, или когда армирование у одной из граней сечения вообще отсутствует. Следует сразу же оговориться, что такой случай представляет наибольший интерес при оценке параметров деформированного состояния сборно-монолитной конструкции, так как вектор деформаций  $\{\epsilon\}_{CE}$  включает кривизну сечения, возникающую на стадии расширения напрягающего бетона.

Экспериментально установлено [1, 5, 10, 14], что в односторонне армированных конструкциях наблюдаются значительные выгибы и даже появление трещин нормального отрыва по неармированной грани сечения. При расположении ограничивающей арматуры с эксцентриситетом относительно центра тяжести бетонного сечения появляется градиент деформаций (менее ограниченная грань испытывает большие деформации и наоборот). Так при выполнении опытов [1, 10, 14] с балочными элементами, имевшими коэффициент продольного армирования  $\rho_l \geq 3\%$  установленного с большим эксцентриситетом регистрировали деформации неограниченной грани, превосходившие деформации свободного расширения в неармированных балках. При таких условиях невозможно утверждать, что сечение испытывало равномерное сжатие.

В монографии проф. В.В. Михайлова и С.Л. Литвера [9], предложена диаграмма связывающая деформации и самонапряжения напрягающего бетона к моменту стабилизации процесса расширения в виде

$$\sigma_{CE} = k_E \cdot (f_{C,CE})^{1,25} \cdot \left( \frac{1}{\epsilon_{CE,n}} \right)^{0,25} \quad (7)$$

где  $f_{C,CE}$  — марка по энергоактивности напрягающего цемента (Н/мм<sup>2</sup>), применяемого для приготовления напрягающего бетона;

$\epsilon_{CE,n}$  — связанная деформация напрягающего бетона к моменту стабилизации процесса расширения;

$k_E$  — эмпирический коэффициент.

Тогда в соответствии с аналитическим описанием диаграммы (8) величина самонапряжений в несимметрично армированном элементе изменяется по высоте сечения в зависимости от величины связанных деформаций, которые распределены неравномерно.

Следует отметить, что гипотеза равномерного распределения самонапряжения по сечению анализировалось в работах [5, 14].

Экспериментальные исследования самонапряженных прямоугольных и тавровых балочных элементов при различном положении и дисперсности ограничивающей арматуры в пределах сечения, представленные в работах

[1, 10] показали, что распределение связанных деформаций на стадии расширения подчиняется гипотезе плоских сечений:

$$\epsilon_{CE,i} = \epsilon_{s,CE} + y_i \cdot \psi_{CE} \quad (8)$$

где  $\epsilon_{CE,i}$  — деформация расширения напрягающего бетона «i»-го волокна сечения по высоте сечения;

$\epsilon_{s,CE}$  — деформация расширения бетона на уровне центра тяжести ограничивающей арматуры в сечении. При обеспеченной связи арматуры с бетоном — деформация ограничивающей арматуры;

$\psi_{CE}$  — кривизна сечения самонапряженной конструкции на стадии расширения напрягающего бетона;

$y_i$  — расстояние от центра тяжести ограничивающей арматуры до рассматриваемого волокна.

По результатам исследований [1, 10, 14] с учетом опытных данных Л.И. Будаганца [2, 3], В.Д. Будюка [5] и др. величину деформации расширения напрягающего бетона на уровне центра тяжести ограничивающей связи при одноосном ограничении ( $\rho_l \geq 0,15\%$ ) предложено определять по функциональной зависимости вида:

$$\epsilon_{s,CE} = \frac{f_{CE,d} \cdot k_p}{\rho_l \cdot E_s} \cdot \left[ 1 - \gamma_1 \cdot \left( \frac{e_s}{d} \right) \right], \quad (9)$$

где  $\rho_l$  — коэффициент армирования сечения;

$e_s$  — эксцентриситет ограничивающей связи относительно центра тяжести бетонного сечения;

$d$  — рабочая высота сечения.

Тогда растягивающее усилие в ограничивающей арматуре (рис. 2) (обжимающее бетонное сечение при расширении) может быть определено:

$$P_{0,CE} = \epsilon_{s,CE} \cdot E_s \cdot A_{sp} = f_{CE,d} \cdot k_p \cdot \left[ 1 - \gamma_1 \cdot \left( \frac{e_s}{d} \right) \right] \cdot A_{CE}, \quad (10)$$

где  $A_{CE}$  — площадь сечения самонапряженной конструкции.

Несложно заметить, что произведение  $f_{CE,d} \cdot k_p \cdot A_{CE}$  в формуле (10) представляет собой равнодействующую обжатия сечения в предположении равномерного распределения самонапряжения (при центральном положении ограничивающей связи), а выражение в скобках — соответствует понижающему коэффициенту  $k_e$ , согласно [18]. В этом случае коэффициент  $k_e$  аналогичный по записи в Пособии [18] приобретает несколько иной смысл. Этот коэффициент учитывает изменение величины реакции в ограничивающей связи при ее расположении с эксцентриситетом относительно центра тяжести бетонного сечения, т.е.

$$F_{0,CE} = N_{CE,0} \cdot k_e,$$

где  $N_{CE,0}$  – равнодействующая самонапряжений при центральном положении ограничивающей связи (при равномерном распределении самонапряжений по сечению).

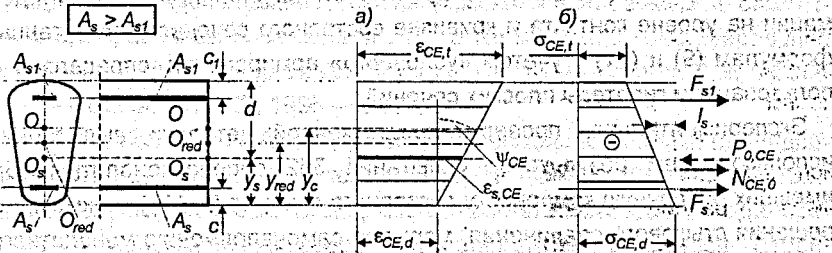
На основании выполненных исследований [1, 10, 14] для определения кривизны самонапряженного железобетонного элемента (при  $\rho_1 \geq 0,15\%$ ) на стадии расширения напрягающего бетона была предложена функциональная зависимость вида:

$$\psi_{CE} = \left( \frac{1}{r_{CE}} \right) = \frac{f_{CE,d} \cdot k_p}{\rho_1 \cdot E_s \cdot h} \cdot \delta_2 \cdot \left( \frac{\sigma_s}{d} \right); \quad (11)$$

при  $R^2 = 0,897$

где  $h$  – полная высота сечения элемента;

$\delta_2$  – эмпирический коэффициент.



**Рис. 3** Распределение связанных деформаций (а) и самонапряжений (б) по сечению несимметричной железобетонной конструкции к моменту стабилизации процесса расширения напрягающего бетона;  $y_c$  – расстояние до ц.т. бетонного сечения;  $y_{red}$  – то же до ц.т. приведенного сечения;  $y_s$  – то же до ц.т. ограничивающей арматуры.

Из решения исходных уравнений (2) с учетом зависимостей (9) и (11), описывающих параметры деформированного сечения самонапряженного элемента на стадии расширения напрягающего бетона монолитной части в работе [10] получена зависимость для определения коэффициента «условного» армирования в виде:

$$\rho_{II} = \frac{B_{II}}{k_e \cdot A_{CE} \cdot E_s} \cdot (k_e - \delta_2 \cdot \chi \cdot [(k - \chi) - F_0]); \quad (12)$$

где  $\rho_{II}$  – коэффициент «условного» армирования заменяющего сечения совпадающего по форме и размерам с монолитной набетонкой;

$\chi = e_2 / d_2$  — относительный эксцентриситет «условного» армирования для замещающего бетонного сечения;

$$F_0 = \frac{B_{1,1}}{B_{1,2} \cdot h_2}; k = \frac{y_{e2}}{h_2};$$

Элементы матрицы жесткостей для сборной части сечения  $B_{ij}$ , учитывающие его нелинейную работу при совместном деформировании с бетоном, рассчитывают традиционным образом согласно [16] относительно осей, располагающихся в плоскости контакта.

Расчет коэффициента «условного» армирования по формуле (14) производят методом итераций при корректировке элементов матрицы жесткостей  $B_{ij}$  с использованием диаграмм деформирования для материалов согласно [16] в зависимости от деформированного состояния сборного элемента достигнутого на стадии расширения монолитного бетона. Распределение деформаций по высоте сборной части сечения при известной деформации на уровне контакта и кривизне составного сечения, рассчитанных по формулам (9) и (11) с учетом «условного» армирования, определяют с использованием гипотезы плоских сечений.

Экспериментальная проверка предложенной методики, выполненная с использованием результатов испытаний 352 сборно-монолитных балок, имевших различную компоновку составного сечения ( $h_2 / h_1$ ), конструктивные решения стыкового соединения, марку по самоупругиванию монолитного напрягающего бетона, армирование сборной части сечения показала достаточно хорошее совпадение опытных данных с расчетными параметрами напряженно-деформированного состояния. Так отношение опытных и расчетных деформаций верхней грани сборного элемента составило  $\lambda_s = 1,14$  при  $V_x = 16,2\%$ , а выгибов на стадии расширения —  $\lambda_r = 1,12$  при  $V_x = 15,8\%$ . Предложенные расчетные методы по определению напряженно-деформированного состояния самоупругивающих конструкций подробно изложены в разработанном совместно с НИИЖБ Госстроя РФ проекте Пособия [17].

## Выводы

1. Применение напрягающего бетона в качестве монолитной части сборно-монолитных конструкций балочного типа позволяет не только компенсировать последствия несовместной усадки бетонов, но и создать на стадии возведения предварительное напряжение составного сечения в строительных условиях.

2. Параметры напряженно-деформированного состояния составного сечения при расширении монолитной набетонки могут быть определены в соответствии с методами, изложенными в [10, 17], опирающимися на гипотезу «условного» армирования.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Басов В.С. Прочность, жесткость и трещиностойкость самонапряженных сборно-монолитных безригельных перекрытий: Дисс.: канд. техн. наук: 05.23.01; БГПА, Минск, 1997 – 375 с.
2. Будагянец Л.И. Исследование напрягающего цемента нормального твердения и процесса самонапряжения конструкций: Дисс.: канд. техн. наук: 05.23.01 – 160 с.
3. Будагянец Л.И. Исследование самонапряженных изгибаемых и симметрично армированных элементов // Новые технологии и конструирование бетонных и железобетонных конструкций: Сб. тр. / Под ред. В.В. Михайлова. – Москва, НИИЖБ, 1996 – с. 41-47.
4. Будюк В.Д., Кондратчик А.А. и др. Сборные самонапряженные цилиндрические резервуары // Бетон и железобетон. ЦРДЗ – М., 1992 – с. 101-106.
5. Будюк В.Д., Никитин В.И. Экспериментально-статистическое моделирование самонапряжения железобетонных элементов // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – Т.36, №2 – с. 12-17.
6. Голышев А.Б., Полещук В.П., Колпаков Ю.А. Расчет сборно-монолитных конструкций с учетом фактора времени. – Киев: Будівельник, 1969 – 432 с.
7. Звездов А.И., Будагянец Л.И. Бетоны с компенсированной усадкой. Опыт и перспективы применения в строительстве: Матер. научн.-координац. совещ. / ЦРДЗ – М., 1992 – с. 101-106.
8. Красильников К.Г., Никитина Л.В., Скоблинская Н.Н. Физико-химия собственных деформаций цементного камня. – М., Стройиздат, 1980 – 225 с.
9. Михайлов В.В., Литвер С.Л. Расширяющиеся и напрягающие цементы и самонапряженные конструкции. – М., Стройиздат, 1974 – с. 389 с.
10. Тур В.В. Экспериментально-теоретические основы предварительного напряжения конструкций при применении напрягающего бетона. – Брест: Изд-во БПИ, 1998 – 246 с.
11. Biliszczuk J., Edlebi R. Analiza efektywnejci sprejania betonowej plyty pomostu w wyniku wymuszenia deformacji ciaglych przesel mostu zespolonego – Inżynieria i Budownictwo – 1996 - №3 – s. 169-173.
12. Candlot C. Expansive cement // Societe d'Encogrement pour L'Industrei Nationale – 1890 – vol. 5, №734 – p. 682-685.

13. Guyon Y. Beton Precontraint / Etude theorique et experimentale. Preface de E.Freyssinet, 2-ed., Paris, 1953 – 648 p.
14. Krol M., Tur W. Beton ekspansywny – Warszawa: Arkady, 1999 – 276 s.
15. Krol M., Tur W. Zastosowanie betonow ekspansywnych w budownictwie // Inzynierija: Budownictwo – 1993 – № 11 – s. 23-27.
16. СНБ 5.03.01 «Конструкции бетонные, железобетонные и предварительно напряженные. Нормы проектирования» – Мн.: Стройтехнорм, 1999 – 274 с. (проект).
17. Пособие по проектированию железобетонных конструкций из напрягающего бетона (Пособие к СНБ 5.03.01-98) – Мн.: Стройтехнорм, 1999 – 183 с. (проект).
18. Пособие по проектированию самонапряженных железобетонных конструкций (Пособие к СНиП 2.03.01-84\*) – М.: ЦНТП, 1986 – 37 с.