

При расчете по упругой схеме участка перекрытия в осях наибольшего перемещения было зафиксировано для узла № 335 – 3,82 мм.

Ниже приведена деформированная схема участка перекрытия, полученная в результате "упругого" расчета с помощью ПК "Лира" (рис. 9).

В результате использования в расчетных процедурах описания диафрагмы деформирования для бетона в раннем возрасте согласно [10] был вычислен максимальный прогиб перекрытия - максимальное перемещение узлов расчетной схемы (узел №335) в этом случае составило 4.48 мм.

Заключение. Предложенная комбинированная методика расчета прогибов плоских плит, в отличие от ранее известных, обладает существенными преимуществами – возможностью оценивать не только деформативность но и НДС участков перекрытия произвольной формы при действии произвольной системы нагрузок. Структура разработанной методики расчета позволяет проектировщику использовать зависимости " σ - ε " для бетона и арматуры в зависимости от характера решаемой задачи. В частности, использование диаграммы деформирования для бетона в раннем возрасте позволяет решить проблему расчет прогибов перекрытия от нагрузки, передаваемой опалубочными системами, в процессе возведения здания.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Гарах О.Г., Щербач А.В. Деформативность плит, работающих в двух направлениях // Вестник БГТУ. – 2006. - №1: Строительство и архитектура.
2. Гвоздев А.А., Дмитриев С.А. К расчету предварительно напряженных, обычных железобетонных и бетонных сечений по образованию трещин. // Бетон и железобетон, 1975.- №5.

3. Ильин О.Ф., Грановский А.В., Залесов И.А., Карп В.Х., Белолюб С.В. Работа железобетонных плит, опертых по четырем углам.// Бетон и железобетон. – 1992, №8 – с.25-26.
4. Н.И. Карпенко. Теория деформирования железобетона с трещинами – М.: Стройиздат, 1976.
5. Павлова И.П. Прогнозирование собственных деформаций и напряжений напрягающего бетона на основе структурно-механической модели расширяющегося композита: Дис. ... к-та тех. наук: 05.23.05 / Брестский. гос. тех. ун-т. – Брест, 2005. – 159 с.
6. Проектирование железобетонных конструкций. Справоч. пособие/ А.Б. Голышев, В.Я. Бачинский, В.П. Полищук и др.; Под ред. А.Б. Голышева. – К.: Будівельник, 1985. – 496с.
7. Руководство по проектированию железобетонных конструкций с безбалочными перекрытиями/ НИИЖБ, ЦНИИПромзданий, Урал. Промстройиниипроект. – М.: Стройиздат, 1979. – 62с.
8. СНБ 5.03.01-02 Бетонные и железобетонные конструкции. - Мн.: Типпроект, 2003. - 237с.
9. СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия. - М.: Стройиздат, 1985. -79с.
10. Barbara Klemczak. Zależność σ - ε w młodym betonie w świetle badań doświadczalnych i modeli analitycznych // Inżynieria i Budownictwo, 2007.- №1.
11. EN 1992-2-1. Eurocode 2 "Design of concrete structures. Part 1: General Rules and Rules for Building". – Commission of European Communities. April 2003, p.253.
12. ENV 1992-1-1:1991.
13. R. Michael Biggs, Furman W, Barton. Finite Element Modeling and Analysis of Reinforced-Concrete Bridge Decks. / VTRC 01-R4. 2000.
14. Sreekanta Das, Muhammad N.S. Hadi. Non-linear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Members Using MSC/NASTRAN // Materials of World Users' Conference. - 1996.

Материал поступил в редакцию 14.01.08

SHCHERBACH A.V. To account of deflections of ferro-concrete plates working in two directions in view of education of cracks

Feature of plates of designs is that their length considerably exceeds thickness, that assumes significant deformation last. The majority of the normative documents and known techniques of account regulating designing of the given type of designs, consider only one type of the loading working on a plate - in regular intervals distributed (in regular intervals allocated). In practice quite often there are also other variants loading of a plate, that in result significantly changes the circuit of efforts working in a considered design.

The offered technique is intended for account of a deflection of monolithic ferro-concrete blockings executed on the various constructive circuit and any form.

Use of an offered technique of account is not limited to account of a deflection of blockings. The applied approach to construction of a technique of account allows to estimate is intense - is deformed a condition in each point of ferro-concrete blocking.

As against known techniques of account of a deflection of ferro-concrete blockings the offered technique allows to execute account at action of the any circuit loading.

УДК 624.012.36

Кондратчик А.А.

ВЛИЯНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ, ВЫЗВАННОГО ВНЕШНИМИ ВОЗДЕЙСТВИЯМИ, НА РАЗВИТИЕ ПРОЦЕССА САМОНАПРЯЖЕНИЯ

Введение. Отличительной особенностью железобетонных конструкций из напрягающего бетона является создание внутреннего напряженного состояния, благодаря деформациям расширения вяжущего. Величина внутренних напряжений, направление их действия зависят от большого количества факторов, которые традиционно делят на технологические (расход вяжущего, характеристики температурно-влажностного режима, условия и продолжительность увлажнения т. д.) и конструктивные (наличие, вид, интенсивность и расположение упругого ограничения и т. д.) [1, 3, 4]. Нет необходимости доказывать, что при расчете реальных конструкций требуется определить числовые параметры напряженного состояния, а, следовательно, учесть влияние различных факторов на развитие процесса самонапряжения. В данной статье остановимся только на конструктивных факторах, а именно на роли упругого ограничения процессу расширения в его пассивной и активной формах проявления.

1. Пассивное противодействие. Примем для анализа следующие положения: энергия материала при расширении расходуется на свободное перемещение (заполнение свободного пространства) и преодоление препятствий (полезная работа); при одинаковых условиях по всем направлениям энергия материала расходуется на работу по ним одинаково; появление препятствия деформациям расширения по одному из направлений приводит к перераспределению объема расходуемой энергии по направлениям.

Прочность бетона. Процесс расширения напрягающего бетона базируется на увеличении объема материала, благодаря росту кристаллов гидросульфата алюмината кальция. Потенциальная энергия процесса зависит от объема участвующих в химической реакции компонентов и условий протекания процесса – температуры и наличия воды. Энергия, получаемая в этом процессе, будет расходу-

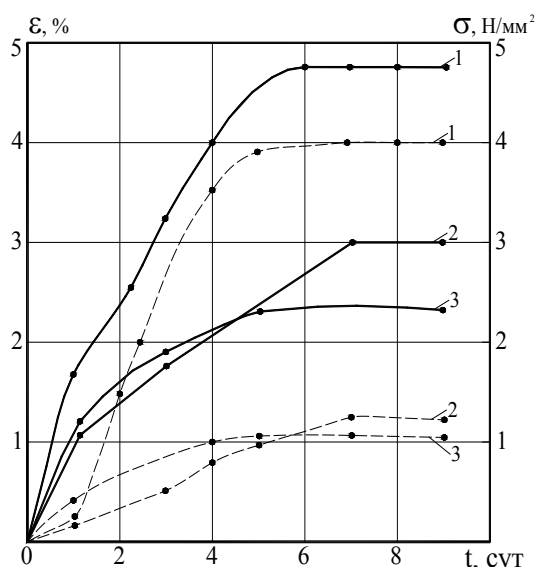
Кондратчик Александр Аркадьевич, профессор кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета Брестского государственного технического университета. Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

ваться на заполнение свободного пространства новообразованиями (поры структуры бетона) и преодоление (деформирование) препятствий (связей структуры), ограничивающих перемещение (увеличение объема) продуктов реакции. В напрягающем бетоне параллельно развиваются два процесса – формирование и упрочнение элементов структуры бетона и процесс расширения. При этом должно обеспечиваться некое соответствие, нарушение которого приведет к саморазрушению структуры (рис. 1).



Рис. 1. Разрушение структуры напрягающего бетона при использовании активных составов в условиях ограничения деформаций расширения по направлению одной оси

В условиях, когда ограничением расширению являются только структурные связи бетона (т. н. свободное расширение), существует связь между деформациями расширения и прочностью материала – чем ниже прочность бетона, тем выше величина свободных деформаций и наоборот. Весьма наглядно это продемонстрировал О.А. Звездин [5], введя в структуру напрягающего бетона минеральные волокна, тем самым повысив сопротивление деформациям расширения по трем направлениям. Деформации расширения материала по всем направлениям снизились (рис. 2), что позволило использовать вяжущее с большей энергией расширения. Следовательно, увлажнение напрягающего бетона (начало активизации процесса расширения) следует начинать с некоторого минимального, но обоснованного значения прочности бетона, чтобы эффективно использовать энергию расширения для выполнения полезной работы (рис. 3).



1 - состав без армирования минеральными волокнами;
2, 3 - составы с содержанием минеральных волокон 4% и 6% соответственно;
— - свободное расширение; ---- - самоупрежение.

Рис. 2. Влияние армирования структуры бетона минеральными (асбестовыми) волокнами на свободное расширение (ϵ , %) и самоупрежение (σ , Н/мм²) [5]

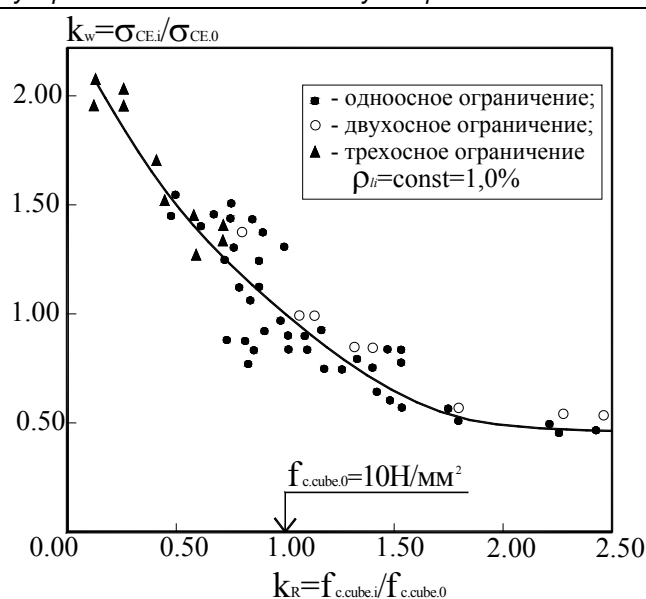


Рис. 3. Зависимость самоупрежения ($\sigma_{CE,i}$) от начальной технологической прочности ($f_{c,cube,i}$) при которой начинают увлажнение напрягающего бетона [2]

Кроме этого, принятая минимальная прочность бетона гарантирует совместную работу бетона с арматурой и тем самым обеспечивает ее влияние на развитие процесса самоупрежения.

Предложено [2] начинать интенсивное увлажнение напрягающего бетона при $f_{CE,cw} = 7,5 \dots 10,0$ Н/мм², а влияние начальной (т.н. технологической) прочности бетона на величину самоупрежения учитывать коэффициентом k_w :

$$k_w = (0,1 \cdot f_{CE,cw})^{-\alpha}, \quad (1)$$

где $f_{CE,cw}$ – прочность бетона к началу увлажнения напрягающего бетона, Н/мм²;

$\alpha = 0,7 \dots 0,9$ – эмпирический коэффициент, полученный в опытах.

Установка арматуры. Использование арматуры в качестве упругого ограничения деформациям расширения базируется на обратном силовом воздействии арматуры, растягиваемой физико-химическим способом, благодаря силам сцепления или анкерам. Особенностью влияния арматуры на развитие процесса самоупрежения следует считать содержание арматуры (процент армирования) и расположение по направлению одной, двух или трех осей. На рис. 4 приведено влияние содержания арматуры по направлению одной оси на развитие самоупрежения. Это влияние учитывается коэффициентом k_p [7] при расположении арматуры по направлению одной оси (например, оси X):

$$k_p = \sqrt{\frac{1,57 \rho_{lx}}{0,0057 + \rho_{lx}}}, \quad (2)$$

где ρ_{lx} – процент содержания арматуры по направлению оси X.

На рис. 5 приведено влияние упругого ограничения расширению по направлению осей X и Y [8]. Очевидно, что при ограничении деформаций по двум направлениям величина достигнутого самоупрежения возрастает, появляется возможность использовать напрягающий цемент с более высокой энергией расширения. В [7] предлагается учесть это влияние коэффициентом k_s :

$$\sigma_{CE} = f_{CE,d} \cdot k_p \cdot k_s, \quad (3)$$

где σ_{CE} – получаемое самоупрежение (Н/мм²);

$f_{CE.cd}$ – расчетное самонапряжение, соответствующее марке бетона по самонапряжению (S_p);

K_s – коэффициент, учитывающий наличие арматуры по направлению соответствующих осей: $K_s = 1$ – по направлению одной оси, $K_s = 1,2$ – то же по направлению двух осей; $K_s = 1,5$ – то же по направлению трех осей.

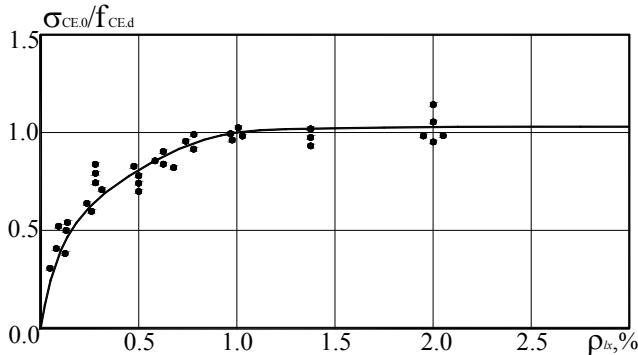


Рис. 4. Зависимость относительного самонапряжения $\alpha = \sigma_{CE.0} / f_{CE.d}$ от процента армирования (ρ_l), располагаемого по направлению одной оси [7]

Значение коэффициента K_s получено при одинаковом по величине коэффициенте армирования по направлению разных осей. Фактически это условие на практике встречается крайне редко, а исследования, выполненные Марчуком В.А. [3], выявили более сложную зависимость при $\rho_{lx} \neq \rho_{ly}$ (рис. 6). Величину связанных деформаций расширения предложено определять в следующей последовательности:

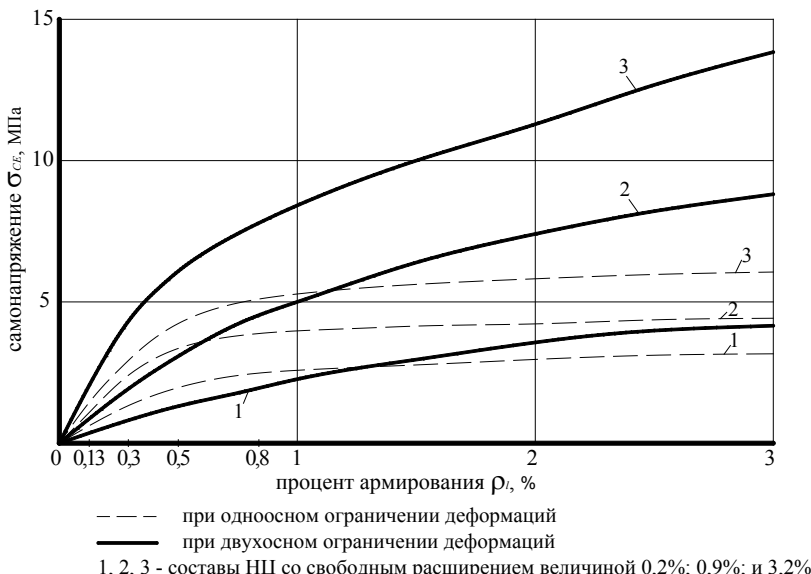
при $\rho_{lx} \leq \rho_{ly}$ $\epsilon_{CE.x}^y = (0,98 + 16\rho_{ly} - 12\rho_{lx}) \cdot \epsilon_{CE.x.0}$; (4)

при $\rho_{lx} > \rho_{ly}$ $\epsilon_{CE.x}^y = (0,98 + 16\rho_{lx} - 12\rho_{ly}) \cdot \epsilon_{CE.x.0}$; (5)

при $\rho_{ly} \leq \rho_{lx}$ $\epsilon_{CE.y}^x = (0,98 + 16\rho_{lx} - 12\rho_{ly}) \cdot \epsilon_{CE.y.0}$; (6)

при $\rho_{ly} > \rho_{lx}$ $\epsilon_{CE.y}^x = (0,98 + 16\rho_{ly} - 12\rho_{lx}) \cdot \epsilon_{CE.y.0}$; (7)

где ρ_{lx} и ρ_{ly} – процент армирования сечения по направлению оси X и Y соответственно;



— — — при одноосном ограничении деформаций
 — — — при двухосном ограничении деформаций
 1, 2, 3 - составы НЦ со свободным расширением величиной 0,2%; 0,9%; и 3,2%

Рис. 5. Зависимость самонапряжения от активности состава и условий ограничения деформаций [9]

$\epsilon_{CE.x.0}$ – связанная деформация бетона по направлению оси X при условно принятом значении $\rho_{ly} = 0$;

$\epsilon_{CE.y.0}$ – связанная деформация бетона по направлению оси Y при условно принятом значении $\rho_{lx} = 0$;

$$\epsilon_{CE.x.0} = \frac{f_{CE.cd} \cdot K_{px}}{\rho_{lx} \cdot E_s}; \quad \epsilon_{CE.y.0} = \frac{f_{CE.cd} \cdot K_{py}}{\rho_{ly} \cdot E_s}. \quad (8)$$

Исследования, выполненные В. В. Михайловым и В. Д. Будюком [6], показали, что ограничение деформаций расширения по направлению трех осей позволяет наиболее полно использовать энергию расширения вяжущего, однако значение коэффициента $K_s = 1,5$, на наш взгляд, не отражает суть происходящих процессов при $\rho_{lx} \neq \rho_{ly} \neq \rho_{lz}$ и может быть использовано как предельное значение корректирующего коэффициента.

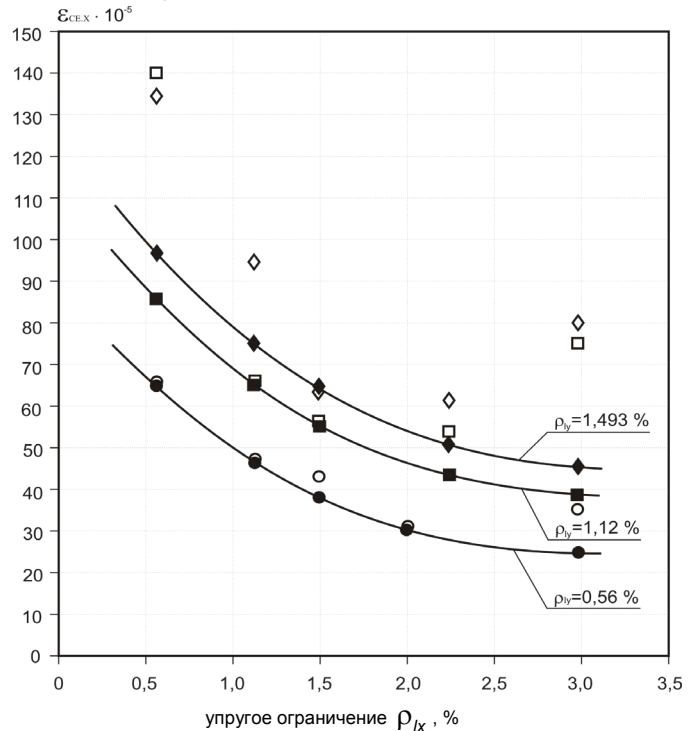


Рис. 6. Зависимость связанных деформаций от содержания ограничения по осям X и Y [3]

исходные данные: \circ – для $\rho_{ly} = 0,56\%$; \square – для $\rho_{ly} = 1,12\%$; \diamond – для $\rho_{ly} = 1,493\%$;

откорректированные данные: \bullet – для $\rho_{ly} = 0,56\%$; \blacksquare – для $\rho_{ly} = 1,12\%$; \blacklozenge – для $\rho_{ly} = 1,493\%$

Предлагается использовать принцип суммирования эффектов, получаемых при рассмотрении влияния армирования, располагаемого по направлению осей X, Y, Z. Например, по направлению осей X и Y ($\epsilon_{CE.x}^y$) и по направлению осей X и Z ($\epsilon_{CE.x}^z$) для определения $\epsilon_{CE.x}$ (см. формулы 4...8, учитывая в них ρ_{lx} , ρ_{ly} , ρ_{lz}):

$$\epsilon_{CE.x} = 0,75(\epsilon_{CE.x}^y + \epsilon_{CE.x}^z) \leq 1,5\epsilon_{CE.x.0} \quad (9)$$

По направлению оси Y:

$$\epsilon_{CE.y} = 0,75(\epsilon_{CE.y}^x + \epsilon_{CE.y}^z) \leq 1,5\epsilon_{CE.y.0} \quad (10)$$

Таблица 1. Изменение самонапряжения в элементах из бетона на НЦ при фиксированном значении напряжений сжатия [10]

Марка образцов	N_t^2 , кН	σ_c^3 , МПа	σ_{CE}^4 , МПа	$\frac{\sigma_{CE}}{\sigma_{CE,0}}$
БОР-0	39,60	0,63	3,02	1,31
БОР-1	70,06	0,39	3,86	1,67
БКР-1(2) ¹	-	2,31	2,31	1,00

- Контрольные образцы марки БКР-1(2) не подвергались растяжению.
- N_t – общее усилие растяжения образцов, $N_t = \sum_1^n \Delta N_t$ (ΔN_t - усилие на этапе).
- Ежедневно корректируемая и поддерживаемая величина напряжений сжатия.
- Опытное значение достигнутой величины самонапряжения по окончанию увлажнения.
- В таблице приведены средние значения измеренных величин.

По направлению оси Z:

$$\varepsilon_{CE,z} = 0,75(\varepsilon_{CE,z}^x + \varepsilon_{CE,z}^y) \leq 1,5\varepsilon_{CE,z,0}. \quad (11)$$

2. Активное противодействие. Говоря о влиянии упругого ограничения (арматуры) на процесс расширения, следует помнить о том, что изначально Л. И. Будагянц [1] прикладывал сжимающие усилия к сечению элемента из напрягающего состава, и его влияние в последующем было интерпретировано, для удобства практического использования, через содержание арматуры (ρ_f , %) и коэффициент (K_p). С таких позиций предлагается рассматривать влияние напряжений (сжатия, растяжения), вызванных внешним воздействием, на деформации расширения.

Действие растягивающих напряжений. В реальных конструкциях расширение напрягающего бетона может происходить в условиях воздействия на структуру бетона растягивающих напряжений, вызванных каким-либо внешним воздействием. Примером такой ситуации может служить развитие процесса самонапряжения в стыках сборных емкостных сооружений, выполненных из напрягающего бетона при увлажнении стыков в процессе гидростатических испытаний резервуаров.

Очевидно, следует рассматривать время приложения и продолжительность действия растягивающих напряжений по отношению ко времени развития процесса расширения напрягающего бетона. Если растягивающие напряжения появились до начала процесса расширения (фактически – активной фазы процесса), то арматура в элементе будет предварительно растянута до напряжения σ_s^M , а процесс расширения будет происходить в обычных условиях, дополняя и фиксируя общие напряжения в бетоне и арматуре.

Значимым, на наш взгляд, является и момент времени снятия растягивающих напряжений, вызванных внешним воздействием

В том случае, если растягивающие напряжения снимаются после завершения процесса расширения, то сжимающие напряжения (самонапряжения) в бетоне возрастают на величину, равную:

$$\sigma_c^M = \sigma_s^M \cdot A_s / A_c, \quad (12)$$

где A_s , A_c – площадь поперечного сечения растянутой арматуры и сечения бетона соответственно;

σ_c^M , σ_s^M – напряжения в бетоне и арматуре соответственно, вызванные внешним воздействием.

Данный вывод подтверждается экспериментально в исследованиях С. Л. Литвера, А. К. Карасева и И. Д. Овсянникова [9] – самонапряжение образцов, происходившее в условиях растяжения ($\sigma_{ct}^M = 2,16...2,36$ МПа), составило, в среднем, 78% от самонапряжения контрольного образца с $\sigma_{ct}^M = 0$. Расхождение величины достигнутого самонапряжения, скорее всего, объясняется высоким уровнем одновременно приложенных растягивающих напряжений, что привело к появлению микротрещин в бетоне.

Под руководством В. Д. Будюка [10] в Брестском ИСИ были выполнены исследования влияния растягивающих напряжений на развитие процесса самонапряжения. Опытный элемент (марка АОИ-2-1,

размер 100x170x1000мм, армирование 2Ø12 А-III (S400), $\rho_{fx} = 1,33$ %) из бетона на НЦ был подвергнут растяжению при прочности бетона 24МПа до образования трещин шириной раскрытия 0,2...0,25мм ($N_t = 52,7$ кН, $\sigma_{ct} = 1,64$ МПа). До приложения растягивающего усилия в бетоне действовали напряжения сжатия (самонапряжение) величиной 0,42МПа. После приложения растягивающего усилия самонапряжение возросло на 1,42МПа и составило в сумме 1,84МПа, а самонапряжение контрольного образца с такими же характеристиками составило 1,80МПа. Ширина раскрытия трещин уменьшилась до 0,05мм. Таким образом, наличие в элементе начальных растягивающих напряжений не повлияло на развитие и величину самонапряжения, т. е. условия развития самонапряжения не изменились по отношению к контрольному образцу, и арматура и возрастающее обжатие бетона напряжениями от самонапряжения бетона были идентичны.

В исследованиях [10] моделировалось и устранение влияния возрастающего усилия обжатия бетона вследствие преднапряжения арматуры физико-химическим способом. К образцам с теми же характеристиками ежедневно прикладывалось растягивающее усилие, компенсирующее прирост самонапряжения, а остаточные напряжения сжатия выдерживались величиной 0,39МПа (образцы марки БОР-1) и 0,63МПа (образцы марки БОР-0) на протяжении всего периода расширения напрягающего бетона. В табл. 1 приведены результаты исследований.

Анализ данных таблицы 1 показал, что снижение средних напряжений сжатия на 46% привело к увеличению самонапряжения на 31%, а снижение на 66% - к росту самонапряжения на 67%.

Если растягивающие напряжения будут сняты до окончания процесса расширения, то с этого момента процесс расширения будет происходить при действии на бетонное сечение сжимающих напряжений величиной σ_c^M .

Действие сжимающих напряжений. Процесс расширения всегда развивается в условиях действия сжимающих напряжений; в одном случае это непрерывно изменяющиеся напряжения обжатия (самонапряжения), в другом – это напряжения сжатия, обусловленные внешним воздействием постоянной или переменной величины. Ярким примером такого воздействия могут служить железобетонные элементы из бетона на НЦ с продольной арматурой, напрягаемой комбинированным способом (напряжения в арматуре на стадии изготовления создаются механическим и физико-химическим способами).

Под руководством автора были выполнены исследования [11] элементов из напрягающего бетона с арматурой, преднапряженной механическим способом. Арматура (1Ø12 А-IIIв) растягивалась на стенде и закреплялась на упорах. Формовались элементы сечением 120x120x1000мм с расположением арматурного стержня в центре бетонного сечения ($\rho_f = 0,785$ %). Через двое суток, при прочности бетона 10МПа, образцы увлажнялись с целью активизации процесса расширения. Растяжение арматуры, уже имеющей начальные напряжения и закрепленной на упорах, физико-химическим способом в пределах элемента приводило к падению напряжения в арматуре на участках между упорами и торцом элемента [8]. Это способствовало появлению усилия обжатия, приложенного к торцам элемента. Величина этого усилия возрастала по той же последовательности, что и процесс расширения напрягающего бетона элемента, в отличие от [10], где она корректировалась ежедневно.

Таблица 2. Изменение самонапряжения в элементах из бетона на НЦ при приложении сжимающих напряжений [11]

Параметры	возраст, сут.								
	1			2			3		
	марки образцов								
	КО-2	ОК-2	ОКК-2	КО-2	ОК-2	ОКК-2	КО-2	ОК-2	ОКК-2
N_c , кН	-	-	3,84	-	-	7,68	-	-	8,81
σ_c , МПа			0,27			0,52			0,61
$\varepsilon_{CE,c} \cdot 10^{-5}$	17,8	14,6	9,8	51,7	29,2	19,6	55,4	39,3	22,7
σ_{CE} , МПа	0,36	0,23	0,15	1,03	0,46	0,31	1,11	0,62	0,36
$\sigma_{CE,i} / \sigma_{CE,0}$	-	1,0	0,65	-	1,0	0,67	-	1,0	0,58

1. Маркировка образцов: КО-2 – контрольная призма размером 100x100x400мм с $\rho_l=1\%$; ОК-2 – опытный образец размером 120x120x1000мм с $\rho_l=0,785\%$ и арматурой, преднапрягаемой физико-химическим способом; ОКК-2 – то же, что и ОК-2, но арматура преднапрягается комбинированным способом.
 2. N_c и σ_c – усилие и напряжения сжатия от дополнительного усилия обжатия.

В таких условиях расширение бетона сдерживалось напряжениями сжатия, состоящими из самонапряжения и действия усилия обжатия со стороны свободных участков арматуры. Результаты исследования приведены в табл. 2.

Анализ данных табл. 2 показал, что непрерывное увеличение напряжений сжатия в период развития процесса расширения напрягающего бетона на 56% приводит к снижению величины самонапряжения на 42%.

На рис. 7 показано изменение величины самонапряжения при действии на структуру напрягающего бетона растягивающих [10] и сжимающих [11] напряжений в период развития процесса расширения. Сопоставление приведено с аналогичным по всем параметрам элементом, к которому дополнительные усилия не прикладывались.

Это позволило оценить (в относительных единицах) влияние напряжений разного знака только на процесс самонапряжения. При снижении сопротивления структуры бетона расширению на 66% величина самонапряжения увеличивается на 67%, а при возрастании сопротивления на 56% самонапряжение снижается на 42%, т. е. фактически зависимость между получаемым самонапряжением и величиной дополнительных напряжений практически линейна. Предлагается учитывать влияние внешнего напряженного состояния, действующего в период развития процесса расширения, на величину самонапряжения коэффициентом k_H :

$$k_H = 2 - \frac{0,5 \cdot \sigma_{CE} - \sigma_c}{0,5 \cdot \sigma_{CE}} \quad (13)$$

где σ_{CE} – расчетное значение самонапряжения в элементе без учета дополнительных напряжений, определяемое по [7];

σ_c – среднее значение дополнительного напряжения со своим знаком от внешнего воздействия, Н/мм².

Значение σ_c при расчете коэффициента k_H следует принимать: при $-\sigma_c > 0,5\sigma_{CE}$ равным $0,5\sigma_{CE}$; при $+\sigma_c \geq 0,5\sigma_{CE}$ равным $0,999 \cdot 0,5\sigma_{CE} = 0,4995\sigma_{CE}$. Принятый подход позволяет сохранить физический смысл влияния напряженного состояния на развитие процесса самонапряжения.

Выводы

1. При расчете величины самонапряжения следует учитывать прочность напрягающего бетона в момент начала интенсивного увлажнения коэффициентом k_w по (1), если прочность бетона не удовлетворяет условию $7,5 \text{ МПа} \leq f_c \leq 10 \text{ МПа}$.
2. Влияние ограничения деформаций по направлению двух и трех осей на величину связанных деформаций предлагается учитывать по зависимостям (4...11).
3. Влияние растягивающих напряжений на развитие процесса расширения зависит не только от величины, но и от времени их приложения:
 - приложение напряжений растяжения до начала интенсивного развития процесса расширения не влияет на достигнутую величину самонапряжения;
 - приложение растягивающего усилия в период развития процесса расширения способствует росту величины самонапряжения.
4. Приложение сжимающих напряжений как до начала, так и в процессе развития процесса расширения приводит к снижению величины самонапряжения.
5. Предлагается учитывать влияние напряженного состояния, созданного внешними воздействиями на развитие процесса самонапряжения, используя коэффициент k_H по (13).

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Михайлов В. В. Расширяющийся и напрягающий цемент и самонапряженные конструкции / В. В. Михайлов, С. Л. Литвер. – М.: Стройиздат, 1974. – 312 с.
2. Тур В. В. Экспериментально-теоретические основы предварительного напряжения конструкций при приме-

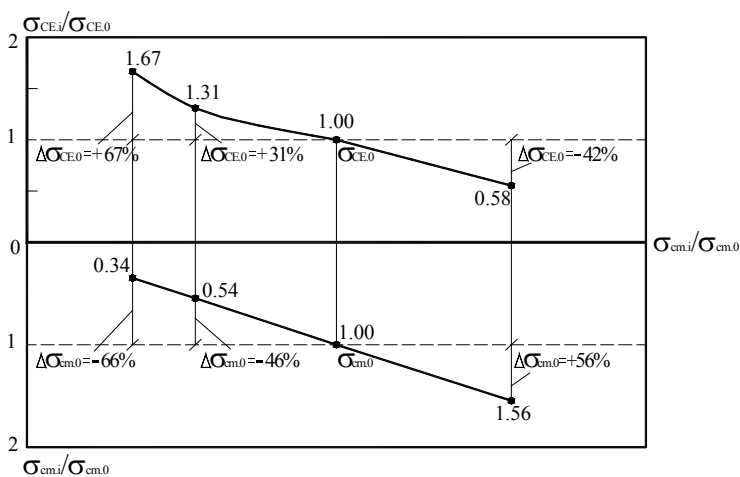


Рис. 7. Влияние внешних растягивающих и сжимающих напряжений на величину самонапряжения

$\sigma_{CE,i}$, $\sigma_{cm,i}$ – самонапряжение и средние напряжения сжатия в элементе;

$\sigma_{CE,0}$, $\sigma_{cm,0}$ – самонапряжение и средние напряжения сжатия

($\sigma_{cm,0} = 0,5\sigma_{CE,0}$) в контрольном элементе

- нении напрягающего бетона / В. В. Тур. – Брест. изд. БПИ, 1998. – 246 с.
- Марчук В. А. Особенности применения напрягающего бетона в плитных конструкциях / В. А. Марчук, А. А. Кондратчик // *Technologii modern in constrctie: mat. юбилейн. науч.-техн. конф., Chisinau, 24-26 mai 2000 г. / Universitatea Technica a Moldove. – Chisinau, 2000. – Vol. 3. – P. 254-257.*
 - Будюк В. Д. Экспериментально-теоретическое моделирование самонапряжения железобетонных элементов / В. Д. Будюк, В. Н. Никитин // *Известия вузов. – 1986. – №2. – с. 12-17.*
 - Михайлов В. В. Влияние дисперсного армирования минеральными добавками на свойства напрягающего бетона / В. В. Михайлов, О.А. Звездин // *Исследования и применение напрягающего бетона и самонапряженных железобетонных конструкций: сб. науч. тр. Под ред. В. В. Михайлова. – М., Стройиздат, 1984. – С. 39-46.*
 - Михайлов В. В. Исследование объемно-напряженного состояния растворов и бетонов на НЦ / В. В. Михайлов, В. Д. Будюк // *Технология напрягающего цемента и самонапряженных железобетонных конструкций. Под ред. В. В. Михайлова. – М.: Стройиздат, 1975. – С. 70-81.*
 - Пособие по проектированию самонапряженных железобетонных конструкций (к СНиП 2.03.01-84 "Бетонные и железобетонные конструкции") / НИИЖБ Госстроя СССР и ЦНИИПромзданий Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 64 с.
 - Кондратчик А. А. Железобетонные конструкции с комбинированным преднапряжением арматуры / А. А. Кондратчик // *Инженерные проблемы современного бетона и железобетона: мат. междунар. конф., Минск, 17-21 ноября 1997 г., т. 1, ч. 1 / ин-т БелНИИС, Минск, 1997. – с. 212-217.*
 - Литвер С. Л. Расчет напряжений в самонапряженных трубах при их силовой калибровке / С. Л. Литвер, И. Д. Овсянников, А. К. Карасев // *Расчет и технология изготовления железобетонных напорных труб: сб. науч. тр. НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1969. – С. 191-198.*
 - Исследовать действительную работу экспериментальных емкостных сооружений для сельского строительства с применением бетона на НЦ с учетом их конструкции и технологии возведения и выдать исходные данные для их проектирования: Отчет по НИР (заключ.) / Брестский инж.-строй. ин-т, НИИЖБ Госстроя СССР; рук. Темы В. Д. Будюк. – М., 1987. – 81 с. - № ГР 0186.00445244 (инв. № 0287.0067758).
 - Исследование предварительно напряженных конструкций с комбинированным преднапряжением арматуры: Отчет по НИР (заключ.) / Брестский политех. ин-т; рук. А. А. Кондратчик. – М., 1997. – 52 с. - № ГР 19961008.

Материал поступил в редакцию 15.01.08

KONDRATSIK A.A. Influence is intense - is deformed condition called by external influences, on development of process of a self-pressure

The analysis of factors that influence on the development of expansion process and self-stressing value is performed. The description of general mechanism of the impact of a concrete initial strength, of a type and an elastic boundary value, of stress-strain conditions at section on the expansion strains is proposed. The results of experimental investigations, that confirm the accepted concept of self-stressing evaluation, are presented. The recommendations for estimation of mentioned factors at self-stressing value design are given.

УДК 624.012.4

Деркач В.Н., Белевич В.Н., Фаев Ю.В.

ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ ДЕФЕКТОВ МОНТАЖА КОЛОНН НА ПРОЧНОСТЬ И УСТОЙЧИВОСТЬ СБОРНО-МОНОЛИТНОГО КАРКАСА ЗДАНИЯ СЕРИИ Б.1.020.1-7*

Введение. В практике строительства жилых и общественных многоэтажных зданий широкое применение получила универсальная открытая архитектурно-строительная система зданий серии Б.1.020.1-7*, разработанная РУП институт БелНИИС. Многоэтажные здания серии Б.1.020.1-7* имеют сборно-монолитный железобетонный каркас, который при высоте зданий до 5 этажей включительно может быть выполнен по рамной схеме, в зданиях большей высоты - по рамной или рамно-связевой схемам. Несущий каркас включает сборные колонны и плоские сборно-монолитные диски перекрытий, образованные сборными многопустотными плитами толщиной 220мм и сквозными на всю ширину и длину здания монолитными ригелями, пропущенными в створах колонны и скрытыми в пределах толщины железобетонных плит. В каркасе применяются колонны, как поэтажной разрезки, так и многоэтажные. Колонны по своей конструкции могут быть типовыми бесконсольными с традиционными стыками на ванной сварке или с плоскими бессварными стыками и резьбовыми соединениями. Многоэтажные колонны предусмотрены, как правило, на два этажа и по высоте на уровне диска перекрытий имеют сквозные проемы для пропуска несущих и связевых ригелей. Стыковку колонн по высоте предусмотрено выполнять в сечениях с минимальными значениями изгибающего момента над перекрытиями.

Опыт строительства зданий серии Б.1.020.1-7* с применением в каркасе колонн со стыками на ванной сварке показал, что при возведении каркаса здания колонны зачастую получают отклонения от вертикали, превышающие допускаемые [1] значения. Отклонения колонн от вертикали обусловлены следующими причинами:

- отсутствием временных опор под нагружаемыми перекрытиями для исключения их прогибов, следствием которых является отклонение от вертикали жестко связанных с перекрытиями колонн;
- отсутствием в сквозных проемах двухъярусных колонн диагональных раскосов жесткости, что приводит к искривлению продольной оси колонн при транспортировке, складировании, подъеме на монтаже;
- случайными боковыми ударами монтируемых конструкций по колоннам;
- смещением и несоосностью арматурных выпусков колонн, вызывающих внутренние напряжения в стыках арматуры при ванной сварке.

Отклонение колонн от вертикали создает дополнительные эксцентриситеты в приложении продольных сил, что может отрицательно сказаться на несущей способности и устойчивости каркаса здания. Для определения потребности в усилении конструкций и методе устранения дефектов монтажа колонн возникает необходимость в количественной оценке влияния отклонений продольной оси колонн от вертикали на эксплуатационные качества строительных конструкций.

Методика оценки влияния дефектов монтажа колонн на прочность и устойчивость каркаса здания. В статье приведен пример оценки влияния дефектов монтажа колонн на прочность и устойчивость элементов каркаса строящегося 90 квартирного жилого дома во 2-й очереди ВМР-5 г. Бреста.

Деркач Валерий Николаевич, заместитель директора филиала Республиканского унитарного предприятия «Институт БелНИИС» Научно-технический центр.

Фаев Юрий Владимирович, начальник отдела филиала Республиканского унитарного предприятия «Институт БелНИИС» Научно-технический центр.

Беларусь, г. Брест, ул. Московская, 267/2.

Белевич Валерий Николаевич, начальник отдела Республиканского унитарного предприятия «Институт БелНИИС».

Беларусь, г. Минск, ул. Ф.Скорины, 15Б.

Строительство и архитектура