Напряженно-деформированное состояние составных железобетонных стержней с высокопрочной арматурой, подверженных длительному сжатию

К.И. Зараковская¹, В.Ф. Захаров²

¹ Балтийский федеральный университет имени Иммануила Канта (БФУ им. И. Канта);
г. Калининград, Россия;

² Калининградский государственный технический университет (КГТУ); г. Калининград, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. Ввиду того, что железобетон является одним из самых распространенных материалов при возведении и реконструкции зданий и сооружений, исследования работы высокопрочной арматуры в железобетонных элементах, в том числе в сжатых стойках, продолжают быть актуальными и в настоящее время. Особенный интерес представляет изучение сжатых колонн с высокопрочной продольной арматурой, имеющих составное сечение, так как метод наращивания сечений достаточно распространен при реконструкции зданий и сооружений. Однако сведения о работе такого типа конструкций в условиях длительного действия нагрузок не были обнаружены ни в зарубежной, ни в отечественной литературе, что обеспечивает актуальность и научную новизну данной работы.

Материалы и методы. Исследование параметров напряженно-деформированного состояния (НДС) составных железобетонных стержней с высокопрочной арматурой при длительном сжатии проведено с помощью современных методов математического моделирования.

Результаты. Разработанный метод расчета позволяет определить дополнительные параметры НДС сжатых железобетонных стержней составного сечения, учитывающие деформации ползучести бетона, развивающиеся за время длительного сжатия. При сравнении результатов данного аналитического исследования с экспериментальным исследованием автора, а также с результатами предыдущих работ других авторов подтверждена достаточная степень надежности разработанного метода расчета.

Выводы. При применении полученного метода расчета параметров НДС сжатых колонн составного сечения с высокопрочной продольной арматурой обнаружено, что во время длительной выдержки под нагрузкой происходит значительное перераспределение усилий с бетона на высокопрочную арматуру. Этот факт был подтвержден в результате экспериментального исследования сопротивления длительному сжатию составных железобетонных стержней с высокопрочной арматурой.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: железобетон, высокопрочная арматура, длительное сжатие, ползучесть бетона, перераспределение усилий, составное сечение, сжатые колонны, напряженно-деформированное состояние

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Зараковская К.И., Захаров В.Ф. Напряженно-деформированное состояние составных железобетонных стержней с высокопрочной арматурой, подверженных длительному сжатию // Вестник МГСУ. 2019. Т. 14. Вып. 9. С. 1121–1131. DOI: 10.22227/1997-0935.2019.9.1121-1131

Stress-deformation state of compound reinforced concrete bars with high-strength reinforcement prone to long-term compression

Kristina I. Zarakovskaya¹, Vladimir F. Zakharov²

¹ Immanuel Kant Baltic Federal University (IKBFU); Kaliningrad, Russian Federation;

² Kaliningrad State Technical University (KSTU); Kaliningrad, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. Considering that reinforced concrete is the most common material in construction and reconstruction of buildings and facilities, research of work of high-strength reinforcement in reinforced concrete elements, including compressed columns, are still relevant at present. Analysis of compound-section columns with high-strength longitudinal reinforcement is of particular interest since the method of sectional build-up is widespread enough in the reconstruction of buildings and facilities. However, no information on the work of this kind of reinforced concrete structures under long-term compression was found either in foreign or domestic literature; this fact provides relevance and academic novelty of the study.

Materials and methods. The article provides the research of parameters of the strain-stress state of compound reinforced concrete bars with high-tensile reinforcement under long time compression employing the modern methods of mathematical simulation.

Results. The developed calculation method allows determining additional parameters of the strain-stress state of the compressed compound-section reinforced concrete bars considering the concrete creep deformations forming in time of the long-term compression. When comparing the analytical study results with authors' experimental data and previous results of other researchers, an adequate degree of reliability of the developed calculation method was confirmed.

Conclusions. When applying the developed calculation method of stress-deformation state parameters for the compressed compound-section columns with high-strength longitudinal reinforcement, the study discovered that significant effort redistribution from concrete to high-strength reinforcement occurs under long-term compression. This fact was confirmed with the results of an experimental investigation on the resistance of the compound reinforced concrete bars with high-tensile reinforcement to the longtime compression.

KEYWORDS: reinforced concrete, high-strength reinforcement, long-term compression, creep of concrete, effort redistribution, compound section, compressed columns, strain-deformation state

FOR CITATION: Zarakovskaya K.I., Zakharov V.F. Stress-deformation state of compound reinforced concrete bars with high-strength reinforcement prone to long-term compression. *Vestnik MGSU* [Monthly Journal on Construction and Architecture]. 2019; 14:9:1121-1131. DOI: 10.22227/1997-0935.2019.9.1121-1131 (rus.).

ВВЕДЕНИЕ

Железобетон является наиболее распространенным и востребованным материалом в современном строительном производстве. В условиях рыночной экономики все субъекты строительного рынка заинтересованы в наибольшей экономической эффективности железобетонных конструкций, которая может быть реализована посредством применения в обычных железобетонных элементах высокопрочной арматуры.

Проведенный анализ научных исследований в области применения высокопрочной арматуры в железобетонных элементах показал ее эффективность высокопрочной арматуры в различных видах железобетонных конструкций, в том числе в сжатых железобетонных стержнях малой и средней гибкости.

Ранние сравнительные исследования центрально и внецентренно сжатых колонн с продольной высокопрочной арматурой Ат-VI (Ат1000) и Ат-VII (Ат1200) и поперечным армированием в виде хомутов с аналогичными колоннами с продольной арматурой класса А-III (А400) установили, что предельная деформативность бетона колонн с высокопрочной арматурой при центральном сжатии находилась в пределах 2,4...5,5 %, при внецентренном сжатии — 3...6 %, в то время как предельные деформации бетона колонн с обычной арматурой были примерно как у бетона неармированных образцов. Установлен факт значительного увеличения несущей способности железобетонных колонн с высокопрочной арматурой вплоть до 50 % [1].

Экспериментальные исследования железобетонных гибких колонн и колонн средней гибкости ($l/h > 10$) с продольной высокопрочной арматурой

и поперечным армированием в виде хомутов в разное время были проведены В.Ф. Захаровым и его аспирантами [2–4]. Проведенные ими опыты продемонстрировали, что и при кратковременных, и при длительных нагрузках несущая способность железобетонных колонн большой и средней гибкости с высокопрочной ненапрягаемой арматурой Ат-V (Ат800) выше, чем у аналогичных колонн с обычной арматурой.

Многолетняя исследовательская работа С.А. Мадатяна показала, что применение высокопрочной стали класса А600С в качестве ненапрягаемой продольной рабочей арматуры приводит к экономии стали не менее чем на 20–25 % по сравнению с применением рабочей арматуры класса А400 [5–8]. Автор предложил унифицировать нормативные требования к арматуре периодического профиля и включить в современные российские нормативы арматурный прокат трех классов: с нормативным пределом текучести 400, 500 и 600 Н/мм².

На сегодняшний день в мире наблюдается тенденция к применению в качестве ненапрягаемой продольной арматуры в обычных и сейсмостойких железобетонных конструкциях высокопрочной арматуры вместо обычной арматуры с пределом текучести, не превышающим 500 МПа [9–19]. Множество как ранних, так и последних зарубежных исследований также установили факт эффективности использования высокопрочной арматуры в железобетонных конструкциях, что частично нашло отражение в зарубежных нормативах по проектированию и расчету железобетонных конструкций. Так, европейские нормативы EN 1992-1-1¹, а также

¹ EN 1992-1-1:2005. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN.

Model Code for Concrete Structures 2010² учитывают возможность применения в железобетонных конструкциях арматуры с нормативным пределом текучести от 400 до 600 МПа. Действующие американские нормы ACI 2018³ устанавливают ограничения на использование в качестве продольной арматуры в обычных железобетонных конструкциях арматуры с пределом текучести 550 МПа (Gr 80). Такое ограничение было установлено исходя из предельной деформативности бетона равной 3 ‰, которой соответствует максимально используемое напряжение в продольной арматуре 87 кси (600 МПа).

Однако последние зарубежные исследования (Shin и др. [20]), показали, что при использовании высокопрочной арматуры с пределом текучести более 100 кси (690 МПа) в железобетонных колоннах в качестве продольной арматуры при внецентренном сжатии предельная деформативность бетона превысила значение 4 ‰ при кратковременной нагрузке. Был сделан вывод о том, что применение высокопрочной продольной арматуры приводит к увеличению несущей способности сжатых железобетонных элементов.

Тем не менее как отечественные⁴, так и зарубежные современные нормативы в области проектирования и расчета железобетонных конструкций не рекомендуют использовать в качестве рабочей арматуры с пределом текучести более 600 МПа в обычных железобетонных элементах (в случае российского, английского и японского стандартов — 500 МПа), что ограничивает применение высокопрочной арматуры в массовом строительстве. Поэтому исследования совместной работы бетона и высокопрочной арматуры вплоть до разрушения, в том числе в сжатых железобетонных стержнях, являются актуальными как никогда, так как способны повысить эффективность и качество железобетона как материала в целом.

Выбранный объект исследования — железобетонные сжатые стойки составного сечения с высокопрочной продольной арматурой и поперечным армированием в виде хомутов — интересен с точки зрения исследования совместной работы высокопрочной арматуры и бетонов с разными деформационными характеристиками. Ввиду широкого применения способа наращивания сечений при ре-

конструкции железобетонных зданий и сооружений изучение данного вида железобетонного элемента особенно актуально, а отсутствие экспериментальных и теоретических данных о напряженно-деформированном состоянии (НДС) железобетонных стержней составного сечения с высокопрочной арматурой, подверженных длительному сжатию, определяет научную новизну и значимость исследования.

Цель данной работы — исследование эффективности применения высокопрочной ненапрягаемой продольной арматуры в составных железобетонных стержнях средней гибкости при длительном сжатии с малыми эксцентриситетами, а также создание и развитие эффективных методов расчета параметров НДС таких конструкций.

Были поставлены и решены следующие задачи:

- на базе современных представлений об особенностях кратковременного и длительного деформирования бетона разработана форма связи между деформациями бетона и сопряженной с ним высокопрочной арматурой;
- предложен метод расчета параметров НДС составных железобетонных стержней с высокопрочной ненапрягаемой арматурой при длительном сжатии с малыми эксцентриситетами;
- выполнено сравнение результатов данного аналитического исследования с экспериментальным исследованием автора и с предыдущими работами других исследователей.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Работа посвящена такому актуальному вопросу как определение параметров НДС составных железобетонных стержней с высокопрочной арматурой при длительном сжатии с малыми эксцентриситетами.

Аналитическое исследование параметров НДС выбранного типа железобетонных конструкций было выполнено с использованием современных методов математического анализа и моделирования с учетом следующих предпосылок:

- сечения плоские до деформирования остаются плоскими и после деформирования (гипотеза плоского деформирования нормальных сечений на всех стадиях нагружения);
- допущение об отсутствии трещин в сечении в момент нагружения;
- бетоны с различными деформационными характеристиками работают совместно без нарушения сплошности составного сечения вплоть до разрушения;
- распределение по высоте сечения дополнительных напряжений в бетоне подчиняется линейному закону.

² Fib (2012a): Model Code 2010 Final draft, Vol. 1. Fédération Internationale du Béton Lausanne, Switzerland, 2012.

³ ACI 318 (2014). Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

⁴ СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. М. : ГУП НИИЖБ Госстроя России, 2012. 155 с.

При определении параметров НДС составных сечений принято, что полные напряжения в бетоне $\sigma_{bi}(t)$ и арматуре $\sigma_{sk}(t)$ представляют собой сумму начальных напряжений σ_{bi}^0 , σ_{sk}^0 , возникших в момент приложения внешней нагрузки, и дополнительных $\sigma_{bd}(t)$, $\sigma_{sd}(t)$, обусловленные наложением деформаций ползучести и усадки бетона:

$$\sigma_{bi}(t) = \sigma_{bi}^0 + \sigma_{bd}(t); \quad (1)$$

$$\sigma_{sk}(t) = \sigma_{sk}^0 + \sigma_{sd}(t). \quad (2)$$

В дальнейшем для удобства значения дополнительных напряжений $\sigma_{bd}(t)$ и $\sigma_{sd}(t)$ будем обозначать как σ_{bd} и σ_{sd} .

За начальные напряжения в бетоне ветвей «1» и «2» и в продольной арматуре принимаются значения напряжений, вычисленных по формулам сложного сопротивления из теории сопротивления материалов с учетом упругопластического состояния бетона.

Дополнительные напряжения в бетоне и арматуре определяем из решения системы уравнений, в которую входят уравнения равновесия внутренних дополнительных продольных усилий в бетоне $N_{bd,t}$ и арматуре $N_{sd,t}$, уравнения совместности деформаций бетона и арматуры, а также уравнения равенства дополнительной кривизны ветвей «1» и «2» при заданной форме профиля изгиба.

Уравнения равновесия внутренних дополнительных продольных усилий в бетоне $N_{bd,t}$ и арматуре $N_{sd,t}$, развившихся к моменту времени t :

$$N_{bd1,t} + N_{bd2,t} + N_{sd1,t} + N_{sd2,t} = 0; \quad (3)$$

$$N_{bd1,t} \cdot i_{b1,t} + N_{bd2,t} \cdot i_{b2,t} + N_{sd1,t} \cdot i_{s1,t} + N_{sd2,t} \cdot i_{s2,t} + N \cdot y_{dt} = 0, \quad (4)$$

где $i_{b1,t}$, $i_{b2,t}$, $i_{s1,t}$, $i_{s2,t}$ — расстояния от центров тяжести бетона ветвей «1» и «2», продольной арматуры центра тяжести приведенного сечения к моменту времени t ; y_{dt} — дополнительные перемещения произвольного сечения.

Рассмотрим один из вариантов компоновки составных сечений: плоскость сопряжения «сборного» (ветвь «1») и «монолитного» (ветвь «2») бетонов совпадает с направлением эксцентриситета e_0 (рис. 1).

Рассматриваемый вариант компоновки сечений позволяет перейти от частного случая к произвольному варианту компоновки сечений.

При составлении и решении систем уравнений для любой компоновки сечения будем считать, что следующие параметры изначально заданы: E_{b1} , E_{b2} — начальные значения продольного модуля упругости бетона ветви «1», «2» при сжатии, МПа; E_s — модуль упругости арматуры, МПа; α_1 , α_2 — коэффициенты упругопластичности бетона ветвей

«1», «2»; b_1 , h_1 , b_2 , h_2 — ширина и высота поперечного сечения ветвей «1» и «2» составного стержня, м; L — длина стержня, м; A'_{s1} , A'_{s1} , A'_{s2} , A'_{s2} — площадь сечения наиболее и наименее нагруженной продольной арматуры ветвей «1» и «2», м²; a_1 , a_2 — величина защитного слоя бетона ветвей «1», «2», м; N — внешняя продольная сила, кН; e_0 — заданный эксцентриситет, м; e_a — случайный эксцентриситет, м; φ_{t1} , φ_{t2} — текущие (наблюдаемые в момент времени t) значения характеристик ползучести бетона, нагруженного в возрасте τ_1 ; φ_{01} , φ_{02} — предельные значения характеристик ползучести бетона, нагруженного в возрасте $\tau_1 \rightarrow \infty$; $\varepsilon_{b,sh1}(t)$, $\varepsilon_{b,sh2}(t)$ — деформации усадки бетонов ветвей «1» и «2», развивающиеся за время $t - \tau_1$.

Для оценки параметров НДС сечений колонн в уравнения совместности деформаций бетона и арматуры, подверженных длительной нагрузке, помимо слагаемых, учитывающих кратковременные и длительные деформации ползучести бетона, было введено слагаемое, учитывающее деформации усадки бетона.

Составим уравнения совместности деформаций бетона и арматуры и уравнения равенства дополнительной кривизны ветвей «1» и «2» для рассматриваемого случая сопряжения ветвей «сборного» и «монолитного» бетонов:

$$\frac{\sigma_{sd1}}{E_s} = \frac{\sigma_{bs1}}{E_{b,def1}} \cdot \varphi_{t1} + \frac{\sigma_{bsd1}}{E_{b,def1}} \cdot v_1 + \varepsilon_{b,sh1}(t); \quad (5)$$

$$\frac{\sigma'_{sd1}}{E_s} = \frac{\sigma'_{bs1}}{E_{b,def1}} \cdot \varphi_{t1} + \frac{\sigma'_{bsd1}}{E_{b,def1}} \cdot v_1 + \varepsilon_{b,sh1}(t); \quad (6)$$

$$\frac{\sigma_{sd2}}{E_s} = \frac{\sigma_{bs2}}{E_{b,def2}} \cdot \varphi_{t2} + \frac{\sigma_{bsd2}}{E_{b,def2}} \cdot v_2 + \varepsilon_{b,sh2}(t); \quad (7)$$

$$\frac{\sigma'_{sd2}}{E_s} = \frac{\sigma'_{bs2}}{E_{b,def2}} \cdot \varphi_{t2} + \frac{\sigma'_{bsd2}}{E_{b,def2}} \cdot v_2 + \varepsilon_{b,sh2}(t); \quad (8)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\sigma_{b1}}{E_{b,def1}} \cdot \varphi_{t1} + \frac{\sigma_{bd1}}{E_{b,def1}} \cdot v_1 + \varepsilon_{b,sh1}(t) = \\ & = \frac{\sigma_{b2}}{E_{b,def2}} \cdot \varphi_{t2} + \frac{\sigma_{bd2}}{E_{b,def2}} \cdot v_2 + \varepsilon_{b,sh2}(t); \end{aligned} \quad (9)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\sigma'_{b1}}{E_{b,def1}} \cdot \varphi_{t1} + \frac{\sigma'_{bd1}}{E_{b,def1}} \cdot v_1 + \varepsilon_{b,sh1}(t) = \\ & = \frac{\sigma'_{b2}}{E_{b,def2}} \cdot \varphi_{t2} + \frac{\sigma'_{bd2}}{E_{b,def2}} \cdot v_2 + \varepsilon_{b,sh2}(t); \end{aligned} \quad (10)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\sigma'_{b1} - \sigma_{b1}}{E_{b,def1} \cdot h_1} \cdot \varphi_{t1} + \frac{\sigma'_{bd1} - \sigma_{bd1}}{E_{b,def1} \cdot h_1} \cdot v_1 = \\ & = \frac{\sigma'_{b2} - \sigma_{b2}}{E_{b,def2} \cdot h_2} \cdot \varphi_{t2} + \frac{\sigma'_{bd2} - \sigma_{bd2}}{E_{b,def2} \cdot h_2} \cdot v_2, \end{aligned} \quad (11)$$

Рис. 1. Схема сопряжения и нагружения железобетонного стержня при выбранном варианте компоновки b сечений: a — поперечное сечение составного стержня; b — вид эпюры начальных напряжений в бетоне; c — вид эпюры дополнительных напряжений в бетоне; d — схема нагружения стержня

Fig. 1. Scheme of connection and loading of the reinforced concrete bar for selected section combination: a is compound bar cross-section; b is the distribution of primary stress in concrete; c is the distribution of secondary stress in concrete; d is bar loading scheme

где $\sigma'_{bs1}, \sigma'_{bs2}, \sigma_{bs1}, \sigma_{bs2}$ — начальные напряжения в бетоне ветвей «1» и «2» на уровне наиболее и наименее нагруженной арматуры соответственно, МПа; $\sigma'_{b1}, \sigma'_{b2}, \sigma_{b1}, \sigma_{b2}$ — наибольшие и наименьшие начальные напряжения в бетоне ветвей «1» и «2», МПа; $\sigma'_{bsd1}, \sigma'_{bsd2}, \sigma_{bsd1}, \sigma_{bsd2}$ — дополнительные напряжения в бетоне ветвей «1» и «2» на уровне наиболее и наименее нагруженной арматуры соответственно, развившиеся к моменту времени t , МПа; $\sigma'_{bd1}, \sigma'_{bd2}, \sigma_{bd1}, \sigma_{bd2}$ — наибольшие и наименьшие дополнительные напряжения в бетоне ветвей «1» и «2», развившиеся к моменту времени t , МПа; $\sigma'_{sd1}, \sigma'_{sd2}, \sigma_{sd1}, \sigma_{sd2}$ — наибольшие и наименьшие дополнительные напряжения в арматуре ветвей «1» и «2», развившиеся к моменту времени t , МПа; $E_{b,def1}, E_{b,def2}$ — модули деформаций бетона «1» и «2» ветвей соответственно, МПа.

$$v_1 = 1 + 0,5 \cdot (\varphi_{t1} + \varphi_{01}), v_2 = 1 + 0,5 \cdot (\varphi_{t2} + \varphi_{02}). \quad (12)$$

Модули деформаций соответственно бетона «1» и «2» ветвей рассчитываются по формуле

$$E_{b,def1} = \alpha_1 \cdot E_{b1}, E_{b,def2} = \alpha_2 \cdot E_{b2}. \quad (13)$$

Дополнительное перемещение произвольного по длине стержня l сечения, фигурирующего в формуле (4), можно выразить через дополнительную кривизну ветви «1»:

$$\frac{d^2 y_{dt}}{dx^2} = \frac{\sigma_{b1} - \sigma'_{b1}}{E_{b,def1} \cdot h_1} \cdot \varphi_{t1} + \frac{\sigma_{bd1} - \sigma'_{bd1}}{E_{b,def1} \cdot h_1} \cdot v_1. \quad (14)$$

Примем в качестве функции дополнительного перемещения произвольного сечения y_{dt} синусоиду, учтя при этом, что прогиб f_d является перемещением среднего сечения:

$$y_{dt} = f_d \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{l}\right). \quad (15)$$

Подставляем выражение (15) в формулу (14), и в результате совместного решения системы уравнений, состоящей из (3)–(11), для рассматриваемого варианта сопряжения ветвей получаем искомые выражения для определения дополнительных напряжений в бетоне и арматуре:

$$\sigma_{bd1} = \left(-\frac{M_{bd} + N \cdot f_d}{I_t} \cdot y_t + \frac{N_{bd}}{A_t} \right) \cdot n_{1,t} - \frac{\sigma_{b1}}{v_1} \cdot \varphi_{t1} - \varepsilon_{b,sh1}(t) \cdot E_{b1}^3; \quad (16)$$

$$\sigma'_{bd1} = \left(\frac{M_{bd} + N \cdot f_d}{I_t} \cdot (h - y_t) + \frac{N_{bd}}{A_t} \right) \cdot n_{1,t} - \frac{\sigma'_{b1}}{v_1} \cdot \varphi_{t1} - \varepsilon_{b,sh1}(t) \cdot E_{b1}^3; \quad (17)$$

$$\sigma_{bd2} = \left(-\frac{M_{bd} + N \cdot f_d}{I_t} \cdot y_t + \frac{N_{bd}}{A_t} \right) \cdot n_{2,t} - \frac{\sigma_{b2}}{v_2} \cdot \varphi_{t2} - \varepsilon_{b,sh2}(t) \cdot E_{b2}^3; \quad (18)$$

$$\sigma'_{bd2} = \left(\frac{M_{bd} + N \cdot f_d}{I_t} \cdot (h - y_t) + \frac{N_{bd}}{A_t} \right) \cdot n_{2,t} - \frac{\sigma'_{b2}}{v_2} \cdot \varphi_{t2} - \varepsilon_{b,sh2}(t) \cdot E_{b2}^3; \quad (19)$$

$$\sigma_{sd1} = -\frac{M_{bd} + N \cdot f_d}{I_t} \cdot (y_t - a_1) + \frac{N_{bd}}{A_t}; \quad (20)$$

$$\sigma'_{sd1} = \frac{M_{bd} + N \cdot f_d}{I_t} \cdot (h - y_t - a'_1) + \frac{N_{bd}}{A_t}; \quad (21)$$

$$\sigma_{sd2} = -\frac{M_{bd} + N \cdot f_d}{I_t} \cdot (y_t - a_2) + \frac{N_{bd}}{A_t}; \quad (22)$$

$$\sigma'_{sd2} = \frac{M_{bd} + N \cdot f_d}{I_t} \cdot (h - y_t - a'_2) + \frac{N_{bd}}{A_t}. \quad (23)$$

В формулах (16)–(23) принято: A_t — значение приведенной величины площади сечения элемента при деформационных характеристиках бетонов, отнесенных к моменту времени t рассчитывается по формуле

$$A_t = A_{b1} \cdot n_{1,t} + \widehat{A}_{s1} + A_{b2} \cdot n_{2,t} + \widehat{A}_{s2}, \quad (24)$$

где

$$n_{1,t} = \frac{E_{b,def1}}{E_s \cdot v_1}, n_{2,t} = \frac{E_{b,def2}}{E_s \cdot v_2};$$

$$\widehat{A}_{s1} = A'_{s1} + A_{s1}, \widehat{A}_{s2} = A'_{s2} + A_{s2},$$

y_t — расстояние от наиболее нагруженной грани сечения элемента до центра тяжести этого сечения к моменту времени t рассчитывается по формуле

$$y_t = \frac{A_{b1} \cdot n_{1,t} \cdot \frac{h}{2} + A_{b2} \cdot n_{2,t} \cdot \frac{h}{2} + (A_{s1} \cdot a_1 + A_{s2} \cdot a_2)}{A_t} + \frac{(A'_{s1} \cdot (h - a'_1) + A'_{s2} \cdot (h - a'_2))}{A_t}, \quad (25)$$

где I_t — момент инерции сечения элемента, приведенный к арматуре, к моменту времени t рассчитывается по формуле

$$I_t = (I_{b1} + A_{b1} \cdot i_{b1,t}^2) \cdot n_{1,t} + A_{s1} \cdot (y_t - a_1)^2 + A'_{s1} \cdot (h - y_t - a'_1)^2 + (I_{b2} + A_{b2} \cdot i_{b2,t}^2) \cdot n_{2,t} + A_{s2} \cdot (y_t - a_2)^2 + A'_{s2} \cdot (h - y_t - a'_2)^2, \quad (26)$$

где I_{b1}, I_{b2} — собственные «упругие» моменты инерции сечений бетонов ветвей «1» и «2»; i_{b1t}, i_{b2t} — расстояние от центра тяжести сечений бетона соответственно ветвей «1» и «2» до центра тяжести приведенного сечения к моменту времени t , определяемые обычным способом при условии использования E_{b1}^0, E_{b2}^0 вместо $E_{b,def1}, E_{b,def2}$

$$E_{b1}^0 = \frac{E_{b,def1}}{v_1}, \quad E_{b2}^0 = \frac{E_{b,def2}}{v_2}, \quad (27)$$

где N_{bd} — дополнительное усилие в бетоне сечения элемента, развившееся к моменту времени t , определяемое по формуле:

$$N_{bd} = \frac{A_{b1}}{v_1} \cdot \left(\frac{\sigma_{b1} + \sigma'_{b1}}{2} \cdot \varphi_{t1} + E_{b,def1} \cdot \varepsilon_{b,sh1}(t) \right) + \frac{A_{b2}}{v_2} \cdot \left(\frac{\sigma_{b2} + \sigma'_{b2}}{2} \cdot \varphi_{t2} + E_{b,def2} \cdot \varepsilon_{b,sh2}(t) \right), \quad (28)$$

M_{bd} — дополнительный момент в бетоне сечения элемента, развившееся к моменту времени t , рассчитывается по формуле:

$$M_{bd} = M_{b1} \cdot \frac{\varphi_{t1}}{v_1} + N_{bd1} \cdot i_{b1,t} + M_{b2} \cdot \frac{\varphi_{t2}}{v_2} + N_{bd2} \cdot i_{b2,t}. \quad (29)$$

Моменты и усилия в бетоне ветвей «1» и «2» в момент приложения нагрузки:

$$M_{b1} = N \cdot e_0 \cdot \frac{I_{b1}}{I_{red}}; \quad (30)$$

$$M_{b2} = N \cdot e_0 \cdot \frac{I_{b2}}{I_{red}}, \quad (31)$$

где I_{red} — значение приведенной величины момента инерции сечения; f_d — дополнительный прогиб элемента, развившийся к моменту времени t , рассчитывается по формуле

$$f_d = \frac{M_{bd} \cdot l^2}{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_t \cdot \left(1 - \frac{N}{N_{st}} \right)}; \quad (32)$$

Табл. 1. Вычисленные начальные $\sigma'_{s1}, \sigma'_{s2}$, дополнительные $\sigma'_{sd1}, \sigma'_{sd2}$, полные $\sigma'_{s1}(t), \sigma'_{s2}(t)$ значения напряжений в наиболее сжатой арматуре ветвей «1» и «2» после длительной выдержки

Table 1. Calculated primary $\sigma'_{s1}, \sigma'_{s2}$, secondary $\sigma'_{sd1}, \sigma'_{sd2}$, combined $\sigma'_{s1}(t), \sigma'_{s2}(t)$ stress values in the most compressed reinforcement bars of branches “1” and “2” after long-term compression

Образцы / Specimens	Усилие $N = N_1$, кН / Effort $N = N_1$, кН	N_1/N_{ult}	e_0 , мм / e_0 , mm	Вычисленные значения напряжений в арматуре, МПа / Calculated stress values in reinforcement, MPa					
				Начальные / Primary values		Дополнительные / Secondary values		Полные / Combined values	
				σ'_{s1}	σ'_{s2}	σ'_{sd1}	σ'_{sd2}	$\sigma'_{s1}(t)$	$\sigma'_{s2}(t)$
КС-2-1, КС-2-2	283	0,78	0	279,33	—	215,20	—	494,53	—
КС-2-3, КС-2-4	215	0,85–0,92	25	352,94	349,01	410,14	420,58	763,08	769,59

$$N_{st} = \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_t}{l^2}. \quad (33)$$

Характеристики ползучести $\varphi_{t1}, \varphi_{t2}$ и коэффициенты v_1, v_2 отражают длительный характер действия нагрузки.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Согласно разработанной методике расчета были выполнены расчеты параметров НДС колонн составного сечения с высокопрочной арматурой, соответствующих серии 2 (КС-2-1, КС-2-2, КС-2-3, КС-2-4) экспериментального исследования автора, на длительное сопротивление сжатию с малыми эксцентриситетами (табл. 1, 2). Из данных табл. 1 и 2 видно, что в процессе длительной выдержки происходит перераспределение напряжений с бетона на высокопрочную арматуру, о чем говорит знак «—» перед значениями дополнительных напряжений в бетоне (табл. 2) и положительные значения дополнительных напряжений в арматуре (табл. 1). Данный процесс был также обнаружен Л.В. Узуновой при изучении сопротивления кратковременному сжатию составных железобетонных стержней с высокопрочной арматурой. Кроме того, вычисленные значения полных напряжений в бетоне после длительной выдержки, как правило, не превышают предела прочности бетона на сжатие (опытное значение призмочной прочности бетона).

Был проведен сравнительный анализ вычисленных значений напряжений в наиболее сжатой арматуре ветви «1», развившиеся за время длительного сжатия, и соответствующих опытных значений, взятых из экспериментального исследования автора. Сопоставление этих данных (табл. 3) показывает хорошее соответствие, поэтому можно сделать вывод о достаточной степени надежности разработанной методики расчета параметров НДС составных железобетонных стержней с высокопрочной арматурой при длительном сжатии.

Табл. 2. Вычисленные начальные σ'_{b1} , σ'_{b2} , дополнительные σ'_{bd1} , σ'_{bd2} , полные $\sigma'_{b1}(t)$, $\sigma'_{b2}(t)$ значения напряжений в бетоне ветвей «1» и «2» на наиболее сжатых гранях после длительной выдержки**Table 2.** Calculated primary σ'_{b1} , σ'_{b2} , secondary σ'_{bd1} , σ'_{bd2} , combined $\sigma'_{b1}(t)$, $\sigma'_{b2}(t)$ stress values in concrete of branches “1” and “2” on the most compressed faces after long-term compression

Образцы / Specimens	Усилие $N = N_1$, кН / Effort $N = N_1$, кН	N/N_{ult}	e_0 , мм / e_0 , mm	Вычисленные значения напряжений в бетоне, МПа / Calculated stress values in concrete, MPa					
				Начальные / Primary values		Дополнительные / Secondary values		Полные / Combined values	
				σ'_{b1}	σ'_{b2}	σ'_{bd1}	σ'_{bd2}	$\sigma'_{b1}(t)$	$\sigma'_{b2}(t)$
КС-2-1, КС-2-2	283	0,78	0	17,97	—	—8,11	—	9,86	—
КС-2-3, КС-2-4	215	0,85–0,92	25	22,70	19,72	—8,09	—8,55	14,61	11,17

Табл. 3. Опытные $\sigma'_{s1, on}(t)$ и вычисленные $\sigma'_{s1}(t)$ значения напряжений в наиболее сжатой арматуре ветви «1», развившиеся за время длительной сжатия**Table 3.** Experimental $\sigma'_{s1, on}(t)$ and calculated $\sigma'_{s1}(t)$ stress values in the most compressed reinforcement bars of the branch “1” after long-term compression

Образцы / Specimens	Усилие $N = N_1$, кН / Effort $N = N_1$, кН	N/N_{ult}	e_0 , мм / e_0 , mm	Опытные / Experimental	Вычисленные / Calculated	$\sigma'_{s1}(t) / \sigma'_{s1, on}(t)$
				$\sigma'_{s1, on}(t)$	$\sigma'_{s1}(t)$	
КС-2-1	283	0,78	0	452	494,53	1,09
КС-2-2	283	0,78	0	498	494,53	0,99
КС-2-3	215	0,92	25	809	763,08	0,94
КС-2-4	215	0,85	25	925	763,08	0,82

Примечание: В табл. 1–3 приняты следующие обозначения: $N = N_1$ — величина длительного сжимающего усилия; N/N_{ult} — величина относительного уровня длительного сжатия образцов; e_0 — заданный эксцентриситет действия внешней нагрузки.

Note: Designations in the tables 1 to 3: $N = N_1$ is value of long-term compression effort; N/N_{ult} is value of relative level of long-term compression of the specimens; e_0 is predetermined eccentricity of the external effort.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

Разработанная методика расчета параметров НДС сечений колонн с высокопрочной арматурой при длительном сжатии позволяет определить дополнительные параметры НДС сжатых железобетонных стержней составного сечения, учитывающие деформации ползучести бетона, развивающиеся за время длительного сжатия. При применении данного расчетного метода было обнаружено (так же, как и в экспериментальном исследовании автора), что во время длительной выдержки под нагрузкой происходит значительное перераспределение усилий с бетона на высокопрочную арматуру. Кроме того, приведенный метод учитывает развитие продольного прогиба за время длительной выдержки, а также различные деформативные характеристики бетонов, входящих в состав сечения железобетонного элемента, и их совместную работу при различной ком-

поновке ветвей. Предложенные формулы позволяют перейти к любому варианту компоновки сечений. О достаточной степени надежности предложенной методики расчета можно судить из хорошего соответствия результатов аналитического исследования с данными экспериментального исследования автора, которое показало высокую эффективность использования высокопрочной арматуры в качестве рабочей в железобетонных колоннах составного сечения при длительном сжатии с малыми эксцентриситетами, а также увеличение несущей способности железобетонных колонн с высокопрочной арматурой на 10–14 % при центральном сжатии и на 21–22 % при внецентренном сжатии. Таким образом, можно сделать вывод о перспективности выбранного направления исследования, а именно о применении высокопрочной арматуры в качестве рабочей арматуры в железобетонных стойках составного сечения как в обычных, так в сейсмостойких конструкциях.

ЛИТЕРАТУРА

1. Рискинд Б.Я., Шорникова Г.И. Работа стержневой арматуры на сжатие // Бетон и железобетон. 1974. № 10. С. 3–4.
2. Узунова Л.В. Сопротивление кратковременному сжатию составных железобетонных стержней с высокопрочной арматурой : дис. ... канд. техн. наук. Калининград, 2010. 144 с.
3. Зараковская К.И., Захаров В.Ф. Опытное исследование длительного сопротивления составных железобетонных стержней с высокопрочной арматурой // Инновации и инвестиции. 2018. № 2. С. 227–231. URL: <http://innovazia.ru/upload/iblock/177/%E2%84%962%202018.pdf>
4. Зараковская К.И., Захаров В.Ф. Несущая способность составных железобетонных стержней с высокопрочной арматурой // Инновации и инвестиции. 2018. № 7. С. 178–180.
5. Мадатян С.А. Сравнительный анализ применения арматуры в железобетонных конструкциях в России и за рубежом // Вестник МГСУ. 2013. № 11. С. 7–18. DOI: 10.22227/1997-0935.2013.11.7-18
6. Мадатян С.А. Современные материалы и технологии арматурных работ // Бетон и железобетон. 2016. № 3. С. 12–17.
7. Мадатян С.А. Условия эффективного применения в бетоне стальной и композитной арматуры повышенной прочности // Бетон и железобетон — взгляд в будущее : науч. тр. III Всеросс. (II Междунар.) конф. по бетону и железобетону, 12–16 мая 2014 г., Москва. В 7 т. Т. 3. Арматура и системы армирования. Фибробетоны и армоцементы. Проблемы долговечности. М. : МГСУ, 2014. С. 78–84.
8. Мадатян С.А. Унификация норм по арматуре в России и в Евросоюзе // Вестник НИЦ Строительство. 2017. № 12. С. 98–107.
9. Lepage A., Lequesne R.D. High-strength steel bars in reinforced concrete walls: influence of steel mechanical properties on deformation capacity // CPF Research Grant Agreement No. 06-14, Charles Pankow Foundation. Vancouver, Washington, 2017. URL: https://www.researchgate.net/publication/324953744_High-Strength_Steel_Bars_in_Reinforced_Concrete_Walls_Influence_of_Steel_Mechanical_Properties_on_Deformation_Capacity
10. Li H., Deeks A.J., Liu L., Su X. Comparison of Chinese and Australian 500 MPa reinforcing steel // Australian Journal of Structural Engineering. 2010. Vol. 10. Issue 2. Pp. 137–144. DOI: 10.1080/13287982.2010.11465039
11. Wright M. A comparison of current global standards and future directions // SEAISI Conference and Exhibition. 2013. Pp. 1–14.
12. Madias J., Wright M. A comparative study on reinforcing steel bar standardization // Research Report for IChA, Instituto Chile del Acero. 2015.
13. Madias J., Wright M. Review of twenty standards on reinforcing steel bar // Research Report for ADELCA. 2016.
14. Madias J., Wright M., Behr O.G., Valadares V. Analysis of international standards on concrete-reinforcing steel bar // AISTech 2017 Proceedings. 2017. URL: https://www.researchgate.net/publication/317771440_Analysis_of_international_standards_on_steel_reinforcing_bar
15. Barbosa A.R., Trejo D., Nielson D. Effect of high-strength reinforcement steel on shear friction behavior // Journal of Bridge Engineering. 2017. Vol. 22. Issue 8. P. 04017038. DOI: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001015
16. Barbosa A.R., Trejo D., Nielson D. Performance of shear specimens reinforced with high-strength reinforcing bars // ACI Structural Journal. 2018. Vol. 115. Issue 6. Pp. 1529–1539. DOI: 10.14359/51710885
17. Paulson C., Rutenberg J.M., Graham S.K., Darwin D. Defining yield strength for nonprestressed reinforcing steel // ACI Structural Journal. 2016. Vol. 113. Issue 1. Pp. 169–178. DOI: 10.14359/51688199
18. Li H., Su X., Deeks A.J. Evaluation of the adequacy of development length requirements for 500 MPa reinforcing bars // Advances in Structural Engineering. 2011. Vol. 14. Issue 3. Pp. 367–378. DOI: 10.1260/1369-4332.14.3.367
19. Ghannoum W.M., Slavin C.M. Defining structurally acceptable properties of high-strength steel bars through material and column testing. Part I: Material testing report // Research Grant Agreement No. 05-14, Charles Pankow Foundation, Vancouver, Washington. 2015.
20. Shin H.-O., Yoon Y.-S., Cook W.D., Mitchell D. Axial load response of ultra-high-strength concrete columns and high-strength reinforcement // ACI Structural Journal. 2015. Vol. 113. Issue 2. Pp. 325–336. DOI: 10.14359/51688063

Поступила в редакцию 21 июня 2019 г.

Принята в доработанном виде 24 июля 2019 г.

Одобрена для публикации 26 августа 2019 г.

О Б АВТОРАХ: **Кристина Игоревна Зараковская** — аспирант; **Балтийский федеральный университет имени Иммануила Канта (БФУ им. И. Канта)**; 236016, г. Калининград, ул. А. Невского, д. 14; РИНЦ ID: 1980-4508; kizarakovskaya@gmail.com;

Владимир Федорович Захаров — доктор технических наук, профессор, профессор кафедры промышленного и гражданского строительства; **Калининградский государственный технический университет (КГТУ)**; 236022, г. Калининград, Советский пр-т, д. 1; РИНЦ ID: 986629, ResearcherID: L-4119-2018; VFZakharos33@mail.ru.

REFERENCES

1. Riskind B.Ya., Shornikova G.I. Compression of steel reinforcement. *Concrete and Reinforced Concrete*. 1974; 10:3-4. (rus.).
2. Uzunova L.V. *Short-term compression resistance of reinforced concrete elements with high tensile reinforcement bars : dissertation of candidate of technical sciences*. Kaliningrad, 2010; 144. (rus.).
3. Zarakovskaia K.I., Zakharov V.F. Experimental research of the long-term resistance of combined reinforced concrete elements with high tensile reinforcement bars. *Innovations and Investments Magazine*. 2018; 2:227-231. URL: <http://innovazia.ru/upload/iblock/177/%E2%84%962%202018.pdf> (rus.).
4. Zarakovskaia K.I., Zakharov V.F. Load-bearing capacity of combined section reinforced concrete elements with high tensile reinforcement bars. *Innovations and Investments Magazine*. 2018; 7:178-181. URL: http://innovazia.ru/archive/?ELEMENT_ID=14983 (rus.).
5. Madatyan S.A. The compative analysys of reinforcement steel use in reinforced concrete structures in Russia and abroad. *Vestnik MGSU* [Proceedings of the Moscow State University of Civil Engineering]. 2013; 11:7-18. DOI: 10.22227/1997-0935.2013.11.7-18 (rus.).
6. Madatyan S.A. Advanced materials and technology of installation of reinforcement. *Concrete and Reinforced Concrete*. 2016; 3:12-17. (rus.).
7. Madatyan S.A. Condition for efficient use of steel and composite reinforcement of increased strength in the concrete. *Concrete and Reinforced Concrete — prospection. Volume 3 Reinforcement and reinforcement systems. Fibrous concrete and armored cement. Problems of durability: Proceedings of the IIIth Russian (IIIth International) Scientific Conference on Concrete and Reinforced Concrete, Moscow, 12-14 May 2014*. Moscow, MGSU Publ., 2014; 78-84. (rus.).
8. Madatyan S.A. Unification of specification documents for reinforcement in Russia and European Union. *Bulletin of SIC "Stroitelstvo"*. 2017; 12:98-107. (rus.).
9. Lepage A., Lequesne R.D. High-strength steel bars in reinforced concrete walls: influence of steel mechanical properties on deformation capacity. *CPF Research grant agreement No. 06-14, Charles Pankow foundation*. Vancouver, Washington, 2017. URL: https://www.researchgate.net/publication/324953744_High-Strength_Steel_Bars_in_Reinforced_Concrete_Walls_Influence_of_Steel_Mechanical_Properties_on_Deformation_Capacity
10. Li H., Deeks A.J., Liu L., Su X. Comparison of Chinese and Australian 500 MPa reinforcing steel. *Australian Journal of Structural Engineering*. 2010; 10(2):113-120. DOI: 10.1080/13287982.2010.11465039
11. Wright M. A comparison of current global standards and future directions. *SEAISI Conference and Exhibition*. 2013; 1-14.
12. Madias J., Wright M. A comparative study on reinforcing steel bar standardization. *Research Report for IChA, Instituto Chile del Acero*. 2015.
13. Madias J., Wright M. Review of twenty standards on reinforcing steel bar. *Research Report for ADELCA*. 2016.
14. Madias J., Wright M., Behr O.G., Valadares V. Analysis of international standards on concrete reinforcing steel bar. *AISTech 2017 Proceedings*. 2017. URL: https://www.researchgate.net/publication/317771440_Analysis_of_international_standards_on_steel_reinforcing_bar
15. Barbosa A.R., Trejo D., Nielson D. Effect of high-strength reinforcement steel on shear friction behavior. *Journal of Bridge Engineering*. 2017; 22(8):04017038. DOI: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001015
16. Barbosa A.R., Trejo D., Nielson D. Performance of shear specimens reinforced with high-strength reinforcing bars. *ACI Structural Journal*. 2018; 115(6):1529-1539. DOI: 10.14359/51710885
17. Paulson C., Rautenberg J.M., Graham S.K., Darwin D. Defining yield strength for nonprestressed reinforcing steel. *ACI Structural Journal*. 2016; 113(1):169-178. DOI: 10.14359/51688199
18. Li H., Su X., Deeks A.J. Evaluation of the adequacy of development length requirements for 500 MPa reinforcing bars. *Advances in Structural Engineering*. 2016; 14(3):367-378. DOI: 10.1260/1369-4332.14.3.367
19. Ghannoum W.M., Slavin C.M. Defining structurally acceptable properties of high-strength steel bars through material and column testing. Part I: Material Testing Report. *Research Grant Agreement*

No. 05-14, Charles Pankow Foundation. Vancouver, Washington, 2015.

20. Shin H.-O., Yoon Y.-S., Cook W.D., Mitchell D. Axial load response of ultra-high-strength con-

crete columns and high-strength reinforcement. *ACI Structural Journal*. 2016; 113(2):325-336. DOI: 10.14359/51688063

Received June 21, 2019.

Adopted on July 24, 2019.

Approved for publication August 26, 2019.

B I O N O T E S: **Kristina I. Zarakovskaya** — postgraduate student; **Immanuel Kant Baltic Federal University (IKBFU)**; 14 A Nevskogo st., Kaliningrad, 236016, Russian Federation; ID RISC: 1980-4508; kizarakovskaya@gmail.com;

Vladimir F. Zakharov — Doctor of Technical Science, Professor, Professor of Department of Industrial and Civil Engineering; **Kaliningrad State Technical University (KSTU)**; 1 Sovietsky prospect, Kaliningrad, 236022, Russian Federation; ID RISC: 986629, ResearcherID: L-4119-2018; VFZakharos33@mail.ru.