

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER

УДК 624.012

DOI: 10.22227/1997-0935.2024.9.1469-1483

## Деформационный подход к расчету сопротивления сжатию сталежелезобетонных элементов

Дмитрий Николаевич Лазовский<sup>1</sup>, Артур Иванович Гиль<sup>1</sup>,  
Дмитрий Олегович Глухов<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Полоцкий государственный университет имени Евфросинии Полоцкой (ПГУ);  
г. Новополоцк, Республика Беларусь;

<sup>2</sup> Софтклуб; г. Минск, Республика Беларусь

### АННОТАЦИЯ

**Введение.** Сжатые сталежелезобетонные конструкции в связи с требованиями уменьшенных размеров поперечных сечений для вертикальных несущих конструкций при высокой прочности и жесткости конструкций, а также их огнестойкости во всем мире находят широкое применение при строительстве высотных зданий, зрелищных сооружений и др. Методы их расчета постоянно совершенствуются. Деформационный подход к расчету позволяет получать параметры их напряженно-деформированного состояния (НДС) на любой стадии деформирования под нагрузкой, учитывать физическую нелинейность работы материалов, стадийность нагружения.

**Материалы и методы.** Выборка сжатых сталежелезобетонных элементов для теоретического исследования составлена по данным, опубликованным в открытых источниках. Создана модель поперечного сечения с учетом совместной работы бетона, жесткой и гибкой арматуры, диаграмм их деформирования с точки зрения физической нелинейности. Предложен критерий разрушения поперечного сечения сталежелезобетонного элемента без ограничения предельных деформаций материалов при сжатии.

**Результаты.** Сформулированы предпосылки использования деформационного подхода к расчету сталежелезобетонных элементов. Рассмотрены две стадии их работы: при действии вынужденных деформаций усадки при твердении бетона и последующем нагружении. На примерах принятой выборки сжатых сталежелезобетонных элементов показаны преимущества деформационного подхода при их расчете.

**Выводы.** Деформационный подход к расчету дает возможность получать параметры НДС сжатых сталежелезобетонных элементов произвольной формы поперечного сечения с различным распределением армирования по поперечному сечению, учитывать нелинейность деформирования материалов, усадку бетона. Предложенный критерий разрушения сжатых сталежелезобетонных элементов позволяет в полной мере учесть перераспределение усилий между бетоном, жесткой и гибкой арматурой.

**КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА:** сжатый сталежелезобетонный элемент, деформационный подход, диаграммы деформирования, система уравнений равновесия и совместности деформаций поперечного сечения, гипотеза плоских сечений, критерий разрушения, нелинейность деформирования

**ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ:** Лазовский Д.Н., Гиль А.И., Глухов Д.О. Деформационный подход к расчету сопротивления сжатию сталежелезобетонных элементов // Вестник МГСУ. 2024. Т. 19. Вып. 9. С. 1469–1483. DOI: 10.22227/1997-0935.2024.9.1469-1483

Автор, ответственный за переписку: Артур Иванович Гиль, a.hil@psu.by.

## Deformation approach to the calculation of compressive strength of steel-reinforced concrete elements

Dzmitry N. Lazouski<sup>1</sup>, Artur I. Hil<sup>1</sup>, Dzmitry O. Hlukhau<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Euphrosyne Polotskaya State University of Polotsk; Novopolotsk, Republic of Belarus;

<sup>2</sup> Softclub; Minsk, Republic of Belarus

### ABSTRACT

**Introduction.** Compressed steel-reinforced concrete structures, due to the requirements of reduced cross-sectional dimensions for vertical load-bearing structures with high strength and rigidity of structures, as well as their fire resistance, are widely used throughout the world in the construction of high-rise buildings, entertainment structures, etc. Methods for their calculation are constantly being improved. The deformation approach to calculation makes it possible to obtain the parameters of their stress-strain state (SSS) at any stage of deformation under load, to take into account physical nonlinearity of the materials and the loading stages.

**Materials and methods.** The selection of compressed steel-reinforced concrete elements for the theoretical study was made according to the data published in open sources. A cross-sectional model was compiled, taking into account the joint work of concrete, rigid and flexible reinforcement, and their deformation diagrams, taking into account physical nonlinearity.

A criterion for the destruction of the cross section of a steel-reinforced concrete element without limiting the limiting deformations of materials under compression is proposed.

**Results.** The prerequisites for using the deformation approach to the calculation of steel-reinforced concrete elements are formulated. Two stages of their operation are considered: under the action of forced shrinkage deformations during concrete hardening and subsequent loading. Using examples of the accepted specimen of compressed steel-reinforced concrete elements, the advantages of the deformation approach in their calculation are shown.

**Conclusions.** The deformation approach to calculation makes it possible to obtain the SSS parameters of compressed steel-reinforced concrete elements of arbitrary cross-section shape with different distribution of reinforcement over the cross-section, to take into account the nonlinearity of deformation of materials, concrete shrinkage. The proposed criterion for the destruction of compressed steel-reinforced concrete elements allows to take into account the redistribution of forces between concrete, rigid and flexible reinforcement to full extent.

**KEYWORDS:** compressed steel-reinforced concrete element, deformation approach, deformation diagrams, system of equations of equilibrium and joint deformation of cross-section, hypothesis of plane sections, failure criterion, nonlinearity of deformation

**FORCITATION:** Lazouski D.N., Hil A.I., Hlukhau D.O. Deformation approach to the calculation of compressive strength of steel-reinforced concrete elements. *Vestnik MGSU* [Monthly Journal on Construction and Architecture]. 2024; 19(9):1469-1483. DOI: 10.22227/1997-0935.2024.9.1469-1483 (rus.).

*Corresponding author:* Artur I. Hil, a.hil@psu.by.

## ВВЕДЕНИЕ

Сталежелезобетонные конструкции в XXI в. находят широкое применение во всем мире при строительстве высотных жилых и общественных многоэтажных зданий, зрелищных сооружений в связи с требованиями уменьшенных размеров поперечных сечений для вертикальных несущих конструкций при высокой прочности и жесткости конструкций, а также их огнестойкости [1–4]. Увеличение прочности и жесткости сжатых сталежелезобетонных элементов достигается увеличением степени армирования их поперечного сечения до 17–20 % и более за счет использования жесткой арматуры из прокатных или сварных профилей преимущественно без замкнутых полостей в поперечном сечении.

Следует отметить, что при появлении сталежелезобетонных конструкций в конце XIX – первой половине XX в. совмещение в одном элементе двух основных конструкционных материалов — стали и железобетона производилось в основном с целью увеличения их огнестойкости за счет защитных свойств бетона. При этом, как дополнительный эффект, отмечалась их более высокая несущая способность и жесткость [3–7]. Не уделялось должного внимания соединительным элементам для совместной работы стальных элементов с бетоном. В большинстве случаев совместная работа составляющих сталежелезобетонных элементов частично решалась за счет адгезионных свойств бетона и трения стального элемента по контакту с бетоном [5–7].

На современном этапе развития сталежелезобетонных конструкций обеспечение совместной работы стальной и железобетонной составляющих выполняется установкой соединительных элементов в виде жестких или гибких упоров, анкеров, стад-болтов

и др.<sup>1,2,3,4,5</sup> Совместная работа без деформаций сдвига относительно друг друга в зоне контакта всех составляющих сталежелезобетонных элементов позволяет предположить линейное распределение относительных деформаций по их поперечному сечению [8–10].

Метод расчета по допускаемым напряжениям сталежелезобетонных конструкций на ранних этапах их развития основывался на предположении упругой работы бетона и стали. Длительность внешнего воздействия с проявлением ползучести бетона учитывалась снижением его модуля упругости [7].

Метод расчета по предельному равновесию в классическом понимании для железобетона с предположением пластических деформаций бетона и стали в предельной по прочности стадии получил широкое распространение для сталежелезобетона. Названный метод расчета в интерпретации метода предельных состояний сталежелезобетонных элементов в предельной стадии с учетом пластических деформаций бетона и арматуры и ограниченно пластических деформаций профильной стали исполь-

<sup>1</sup> Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой. М. : Стройиздат, 1978. 57 с.

<sup>2</sup> EN 1994-1-1:2005. Еврокод 4. Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Ч. 1. Общие правила для зданий и сооружений. М., 2011. 123 с.

<sup>3</sup> Руководство для проектировщиков к Еврокоду 4: Проектирование сталежелезобетонных конструкций EN 1994-1-1. М., 2013.

<sup>4</sup> СП 266.1325800.2016. Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования. М., 2017.

<sup>5</sup> ТКП 45-5.03-16–2005 (02250). Конструкции сталежелезобетонные покрытий и перекрытий. Правила проектирования / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. Минск, 2006. 71 с.

зуются в нормативных документах до настоящего времени<sup>3, 6, 7</sup> [11].

Сжатые сталежелезобетонные вертикальные элементы высотных зданий в виде колонн нижних этажей могут воспринимать сжимающие нагрузки 15–20 тыс. т и более. При связевой конструктивной системе здания колонны воспринимают главным образом сжимающую нагрузку, приложенную в их центре тяжести. Однако учет случайных эксцентриситетов в обоих направлениях согласно требованиям нормативных документов вызывает появление изгибающих моментов 1000–1200 тм, что существенно усложняет расчет [12–15].

Названные методы расчета сталежелезобетонных элементов при внешних воздействиях рассматривают только предельную стадию перед разрушением, не учитывают нелинейность деформирования составляющих их поперечное сечение материалов и перераспределение усилий между ними. Учет физической нелинейности при расчете параметров напряженно-деформированного состояния (НДС) сжатых сталежелезобетонных элементов даст возможность повысить точность расчетных моделей, как отмечалось в научных исследованиях [16–19].

Развитие вычислительных возможностей современной техники позволяет к расчету сталежелезобетонных элементов применить численные методы расчета, учесть накопление деформаций всех составляющих поперечного сечения на всех этапах жизненного цикла конструкции (от момента времени ее изготовления до предельного состояния)<sup>8</sup> [16–26]. Деформационный подход к расчету поперечного сечения сталежелезобетонного элемента, состоящего из различных материалов с различными прочностными и деформационными характеристиками, распределенных по поперечному сечению (с арматурой и жесткими профилями, не сосредоточенными у противоположных граней), дает возможность учесть стадийность работы конструкции, связанную с последовательным включением в работу составных частей поперечного сечения, усадку и ползучесть бетона, предварительное напряжение стали, а также наглядно графически представить параметры их НДС [27–32].

В основу деформационного метода расчета параметров НДС сталежелезобетонных элементов положены допущение об отсутствии деформаций

сдвига в месте контакта стали и бетона (справедлива гипотеза плоских сечений), диаграммы деформирования стали и бетона, уравнения равновесия внутренних усилий [16, 18, 29–32].

Цель исследования — применение деформационного подхода для расчета сопротивления сжатию сталежелезобетонных элементов, который учитывает физическую нелинейность деформирования бетона, арматуры и стали прокатных или сварных профилей, усадку бетона, стадийность нагружения составляющих поперечного сечения и позволяет получать их параметры НДС на любой стадии работы при внешних воздействиях.

## МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Верификация методики расчета сопротивления сжатию сталежелезобетонных элементов на основе деформационного подхода выполнялась путем сопоставления теоретических значений сопротивления сжатию  $N_u$ , вычисленных по предлагаемой методике, со значениями сопротивления сжатию сталежелезобетонных элементов в предельной стадии, вычисленных по методике действующих нормативных документов<sup>3, 4, 7, 8</sup>.

Выборка численных исследований для верификации методики составлена по данным расчетов сжатых сталежелезобетонных элементов, приведенных в работе [13] и методическом пособии по расчету и проектированию сталежелезобетонных конструкций с жесткой арматурой<sup>7</sup> с продольным армированием сварными или прокатными профилями и арматурными стержнями.

В качестве расчетной диаграммы деформирования бетона при сжатии призменной прочностью  $f_c$  с начальным модулем упругости  $E_c$ , устанавливающей зависимость между напряжениями  $\sigma_c$  и относительными деформациями  $\varepsilon_c$ , принимается нелинейная диаграмма состояния бетона с ниспадающей ветвью, рекомендованная Европейским комитетом по бетону (ЕКБ-ФИП)<sup>9, 10</sup>, без ограничения ее длины по деформациям с целью получения полного перераспределения усилий между составляющими поперечного сечения сталежелезобетонного элемента (рис. 1, а):

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{k_c \eta_c - \eta_c^2}{1 + (k_c - 2)\eta_c}; \quad \frac{\sigma_{ct}}{f_{ct}} = \frac{k_{ct} \eta_{ct} - \eta_{ct}^2}{1 + (k_{ct} - 2)\eta_{ct}}, \quad (1)$$

$$\text{где } k_c = \frac{1,1E_c |\varepsilon_{c1}|}{f_c}; \quad \eta_c = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}};$$

$$\varepsilon_{c1} = f_c \left( 0,12 + \frac{18,8}{f_c} \right) \cdot 10^{-4}; \quad f_{ct} = 0,232 \sqrt[3]{f_c^2};$$

<sup>6</sup> Методические рекомендации по расчету и проектированию сталежелезобетонных перекрытий. М. : Федеральный центр нормирования, стандартизации и оценки соответствия в строительстве, 2018. 62 с.

<sup>7</sup> Методическое пособие по расчету и проектированию сталежелезобетонных конструкций с жесткой арматурой. М. : Федеральный центр нормирования, стандартизации и оценки соответствия в строительстве, 2018. 49 с.

<sup>8</sup> Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций / НИИЖБ Госстроя СССР. М. : Стройиздат, 1988, 120 с.

<sup>9</sup> EN 1992-1-1:2004. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. 2004. Pp. 33–34.

<sup>10</sup> СП 5.03.01–2020. Бетонные и железобетонные конструкции. Минск : Министерство строительства и архитектуры Республики Беларусь, 2020. С. 53–54.

$$k_{ct} = \frac{E_{ct}\epsilon_{ct1}}{f_{ct}}; \eta_{ct} = \frac{\epsilon_{ct}}{\epsilon_{ct1}}$$

Для получения полной нелинейной диаграммы деформирования бетона сталежелезобетонного элемента при растяжении, согласно трудам [33–35], находим начальный модуль упругости бетона при растяжении  $E_{ct}$ , относительные деформации  $\epsilon_{ct1}$  в пиковой точке диаграммы деформирования и предельную растяжимость бетона  $\epsilon_{ctu}$ :

$$E_{ct} = \frac{10^7 \cdot f_{ct}}{750 + 81,55 \cdot f_{ct}}; \epsilon_{ct1} = \frac{2 \cdot f_{ct}}{E_{ct}}; \epsilon_{ctu} = \frac{K \cdot \epsilon_{ct1}}{2};$$

$$K = 6,4 + 0,1223 f_c.$$

Расчетная диаграмма деформирования арматуры (стали прокатных или сварных профилей) при сжатии и растяжении сопротивлением  $f_y$  ( $f_{yt}$ ) с начальным модулем упругости  $E_s$  ( $E_{st}$ ), устанавливающей зависимость между напряжениями  $\sigma_s$  ( $\sigma_{st}$ ) и относительными деформациями  $\epsilon_s$  ( $\epsilon_{st}$ ), принимается билинейной с ограничением относительных деформаций удлинения при разрыве (рис. 1, b). При этом расчетная диаграмма деформирования для стержневой арматуры класса S500 принимается<sup>11</sup> с наклонным участком, определяемым показателем  $k = \sigma_s/f_y$ , зависящим от класса деформативности (пластичности) арматуры, а для стержневой арматуры класса S400 и стали жесткой арматуры — с горизонтальным участком (диаграмма Прандтля). Предельное значение относительной деформации растянутой стержневой и жесткой арматуры равно  $\epsilon_{su} = \epsilon_{stu} = 0,025$ .

Для верификации методики расчета сопротивления сжатию сталежелезобетонных элементов на основе деформационного подхода принята конструкция

<sup>11</sup> СТБ EN 10080–2011. Арматура для железобетонных конструкций. Арматура свариваемая. Общие технические условия. Минск : Госстандарт, 2011. 53 с.

колонны нижнего этажа длиной 8,4 м высотного здания квадратного поперечного сечения с размерами 1500×1500 мм из бетона с начальным модулем упругости  $E_c = 42 \cdot 10^3$  МПа, расчетным сопротивлением  $f_c = 31,4$  МПа с учетом длительности действия нагрузки и высоты слоя бетонирования более 1,5 м. Колонна симметрично армирована жесткой арматурой из двух накрест расположенных двутавров с модулем упругости  $E_{st} = 2,1 \cdot 10^5$  МПа, расчетным сопротивлением  $f_{yt} = 409$  МПа и гибкой арматурой из 36 стержней диаметром 36 мм из стали класса A500C ( $E_s = 2 \cdot 10^5$  МПа,  $f_y = 435$  МПа) (рис. 2, a). От внешних воздействий колонна воспринимает усилие сжатия  $N = 149\,700$  кН. Случайные эксцентриситеты в направлении осей  $x$  и  $y$  равны  $e_{ax} = e_{ay} = 5$  см, и с учетом значения коэффициента влияния продольного изгиба  $\eta = 1,131$  колонна воспринимает изгибающие моменты  $M_x = M_y = 8470$  кНм [13].

Методика расчета прочности на косое внецентренное сжатие сталежелезобетонных элементов, изложенная в действующих нормативных документах<sup>1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8</sup>, предусматривает расчет предельного сжимающего усилия  $N$ , исходя из значений предельных усилий элемента при центральном  $N_{ult} = 216\,580$  кН (с учетом коэффициента<sup>4</sup>  $\varphi = 0,92$   $N_{ult} = 23\,541$  кН) и внецентренном в направлении обеих осей  $N_x = N_y = 191\,830$  кН приложении сжимающего усилия по формуле<sup>4, 12</sup>:

$$N = \frac{1}{\frac{1}{N_x} + \frac{1}{N_y} - \frac{1}{N_{ult}}} =$$

$$= \frac{1}{\frac{1}{191\,830} + \frac{1}{191\,830} - \frac{1}{216\,580}} = 172\,150 \text{ кН.}$$

<sup>12</sup> Сахновский К.В. Железобетонные конструкции. Киев : Будівельник, 1961. 840 с.

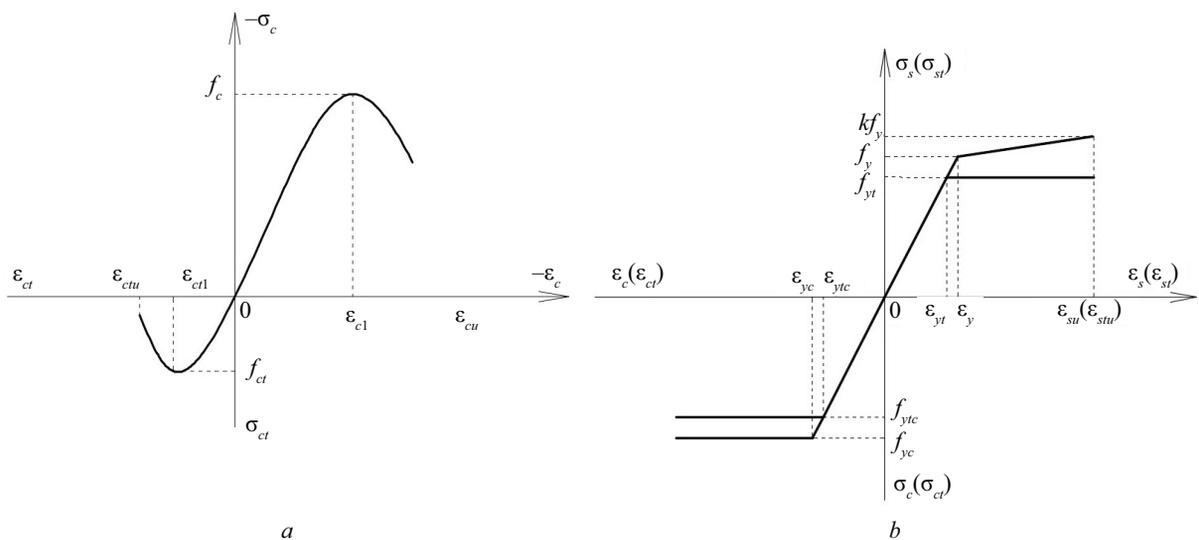
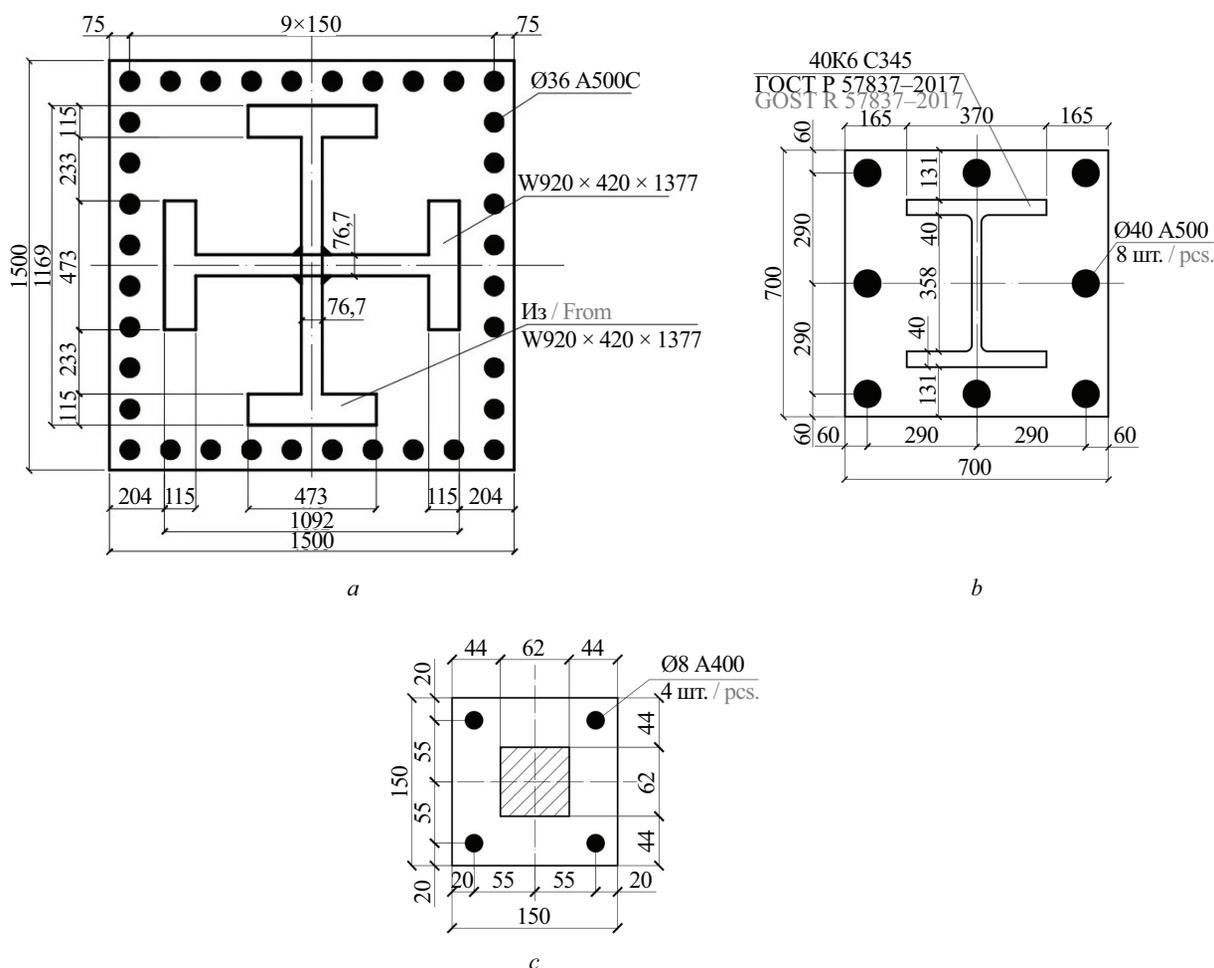


Рис. 1. Расчетные диаграммы деформирования при сжатии и растяжении бетона (a); стержневой и жесткой арматуры (b)  
 Fig. 1. Calculated diagrams of deformation under compression and tension concrete (a); rod and rigid reinforcement (b)



**Рис. 2.** Поперечное сечение сталежелезобетонной колонны с жесткой арматурой в виде: *a* — двух накрест расположенных сварных двутавров [13]; *b* — прокатного двутавра<sup>7</sup>; *c* — сердечника сплошного сечения<sup>7</sup>

**Fig. 2.** Cross section of a steel-reinforced concrete column with rigid reinforcement in the form of: *a* — two cross-positioned welded I-beams [13]; *b* — rolled I-beam<sup>7</sup>; *c* — solid core<sup>7</sup>

Помимо вышеназванного сталежелезобетонного элемента, для верификации методики расчета на основе деформационного подхода в выборку входят две колонны с жесткой арматурой, армированные, кроме стержневой арматуры, прокатным двутавром и стальным сердечником сплошного сечения<sup>7</sup>.

Сталежелезобетонная колонна среднего этажа рамного каркаса (статически неопределимая) длиной 3,0 м квадратного поперечного сечения с размерами по рис. 2, *b* из бетона с начальным модулем упругости  $E_c = 32,5 \cdot 10^3$  МПа и расчетным сопротивлением  $f_c = 15,3$  МПа с учетом длительности нагрузки. Жесткая арматура — двутавр 40К6 по ГОСТ Р 57837–2017 из стали с модулем упругости  $E_{st} = 2,06 \cdot 10^5$  МПа и расчетным сопротивлением  $f_{yt} = 310$  МПа. Стержневая арматура расположена по контуру и представляет собой 8 стержней диаметром 40 мм класса А500 с расчетным сопротивлением  $f_y = 435$  МПа и модулем упругости  $E_s = 2 \times 10^5$  МПа. Нагрузки: изгибающий момент в плоскости наибольшей жесткости двутавра  $M_y = 490,5$  кНм; изгибающий момент в плоскости наименьшей жест-

кости двутавра  $M_x = 196,2$  кНм; продольная сила  $N = 7700,0$  кН.

Предельное сжимающее усилие  $N$ , вычисленное по формуле (2) исходя из значений предельных усилий элемента при центральном  $N_{ult} = 23\,197$  кН (с учетом коэффициента  $\varphi = 0,92$ ,  $N_{ult} = 25\,214,6$  кН) и внецентренном приложении сжимающего усилия в направлении обеих осей  $N_x = 13\,319,9$  кН;  $N_y = 10\,848,6$  кН равно 7837 кН.

Сталежелезобетонная колонна длиной 0,6 м среднего этажа рамного каркаса квадратного поперечного сечения с размерами по рис. 2, *c* из бетона с начальным модулем упругости  $E_c = 17,5 \cdot 10^3$  МПа и расчетным сопротивлением  $f_c = 51,3$  МПа (с учетом длительности нагрузки). Жесткая арматура — сплошной сердечник квадратного поперечного сечения из стали с модулем упругости  $E_{st} = 2,06 \cdot 10^5$  МПа и расчетным сопротивлением  $f_{yt} = 245$  МПа. Стержневая арматура представляет собой 4 стержня диаметром 8 мм класса А400 с расчетным сопротивлением  $f_y = 400$  МПа и модулем упругости  $E_s = 2 \cdot 10^5$  МПа. Продольное сжимающее усилие  $N = 650,0$  кН с эксцентриситетами в направлении обеих осей  $e_{0,x} = 10,66$  мм и  $e_{0,y} = 22,92$  мм

(с учетом коэффициента  $\eta = 1,066$  и случайного эксцентриситета  $e_{ax} = e_{ay} = 10$  мм).

Предельное сжимающее усилие  $N$ , вычисленное по формуле (2) исходя из значений предельных усилий элемента при центральном  $N_{ult} = 1969$  кН (с учетом коэффициента<sup>4</sup>  $\varphi = 0,92$   $N_{ult} = 2140$  кН) и внецентренном приложении сжимающего усилия в направлении обеих осей  $N_x = 1065,4$  кН;  $N_y = 1766,1$  кН, составляет 961,5кН.

Все сталежелезобетонные элементы выборки являются кососжатыми с постоянным заданным эксцентриситетом приложения усилия в процессе деформирования.

## РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Расчетная модель сопротивления сжатию сталежелезобетонных элементов с учетом стадийности их изготовления предполагает суммирование относительных деформаций, составляющих поперечного сечения на каждой стадии.

В поперечном сечении сталежелезобетонного элемента усадка бетона сдерживается жесткой и гибкой арматурой, в которой уже в процессе твердения бетона возникают дополнительные усилия, которые находятся в равновесии. При полном контакте с бетоном жесткой и гибкой арматуры, который предполагает их совместное деформирование на всех стадиях работы, и высокой степени их армирования возможно появление усадочных трещин, пронизывающих все сечение бетона. Поэтому учет деформаций усадки бетона является важным моментом при расчете параметров НДС сжатого сталежелезобетонного элемента.

На первой стадии для учета относительных деформаций усадки бетона при его твердении моделируется поперечное сечение незагруженного внешней нагрузкой сталежелезобетонного элемента. Рассматривается элемент, состоящий из жесткой и гибкой арматуры, для которого предполагается линейное распределение относительных деформаций по поперечному сечению (гипотеза плоских сечений) и на который воздействуют вынужденные деформации от усадки бетона. При действии усадочных деформаций в жесткой и гибкой арматуре появляются деформации сжатия, а в бетоне — деформации растяжения. При несимметричном армировании сталежелезобетонного элемента на поле относительных деформаций от усадки бетона дополнительно накладывается поле вторичных относительных деформаций от внецентренного приложения усилий в бетоне относительно центра тяжести жесткой и гибкой арматуры поперечного сечения, что эквивалентно действию изгибающего момента.

Согласно нормативным документам<sup>9, 11</sup> относительную деформацию полной усадки  $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$  бетона в момент времени  $t$  имеющего возраст  $t_s$  к момен-

ту начала воздушно-сухого хранения, определяют по формуле:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cbs}(t) + \varepsilon_{cds}(t, t_s), \quad (3)$$

где  $\varepsilon_{cbs}(t)$  — относительная деформация базовой усадки бетона, зависящая от прочности бетона, вида и класса прочности цемента;  $\varepsilon_{cds}(t, t_s)$  — относительная деформация усадки высыхания бетона, учитывающая вид цемента и влияние относительной влажности среды хранения.

В общем случае несимметричного поперечного сечения система уравнений для расчета параметров НДС сжатого сталежелезобетонного элемента в двух плоскостях, состоящая из уравнений равновесия и гипотезы плоских сечений, описывающей положение плоскости распределения относительных деформаций по его поперечному сечению, на первой стадии расчета имеет вид:

$$\begin{cases} \iint \sigma(\varepsilon(x, y)_I)(x - x_0) dx dy = 0 \\ \iint \sigma(\varepsilon(x, y)_I)(y - y_0) dx dy = 0 \\ \iint \sigma(\varepsilon(x, y)_I) dx dy = 0 \end{cases}, \quad (4)$$

$\varepsilon(x, y)_I = \varepsilon_{zs} + 1/r_x(x - x_0) + 1/r_y(y - y_0) + \varepsilon_{cs}(t, t_s)$  где  $s(x, y)$ ,  $e(x, y)_I$  — нормальные напряжения, относительные деформации на первой стадии расчета в элементарной площадке бетона, жесткой или гибкой арматуры с координатами  $(x, y)$ ;  $x_0$  и  $y_0$  — координаты центра тяжести поперечного сечения сталежелезобетонного элемента;  $1/r_x$  и  $1/r_y$  — кривизна продольной оси сталежелезобетонного элемента относительно соответственно оси  $x$  и  $y$ ;  $\varepsilon_{zs}$  — относительная деформация от действия усилия усадки бетона, соответствующая его центральному приложению.

Решая систему уравнений равновесия и совместности деформаций с учетом деформаций усадки (4) нелинейной деформационной модели итерационным методом, получаем параметры НДС сталежелезобетонного элемента при действии вынужденных деформаций усадки бетона при его твердении. Поскольку на данной стадии расчета выполнение уравнений равновесия достигается при малых значениях внутренних усилий в элементах поперечного сечения, критерии остановки итерационного процесса по продольной силе и изгибающему моменту принимаются на несколько порядков меньше, чем при расчете в случае силового воздействия. Полученные на первой стадии расчета относительные деформации сталежелезобетонного элемента будут являться исходными на последующих стадиях его работы.

Для примера рассмотрим поперечное сечение сталежелезобетонной колонны (рис. 2, а) из обычного бетона с симметричным армированием жесткой и гибкой арматурой при воздействии усадки бетона при его твердении с вынужденными относи-

тельными деформациями  $\epsilon_{cs}(t, t_s) = 0,00025$ . Результаты расчета представлены на рис. 3.

В бетоне сталежелезобетонного элемента при действии усадки бетона растягивающие нормальные напряжения составляют 1,3 МПа, а сжимающие напряжения в жесткой и гибкой арматуре распределяются в соответствии с их модулями упругости и равны соответственно 6,2 и 5,9 МПа. В точках контакта жесткой и гибкой арматуры с бетоном сумма относительных деформаций арматуры и растянутого в результате усадки бетона остается постоянной, равной значению относительной деформации усадки бетона  $\epsilon_{cs}(t, t_s)$ . При больших значениях относительной деформации усадки бетона расчет показывает появление трещин нормального отрыва

в бетоне из-за превышения предельных деформаций растяжения бетона  $\epsilon_{cti}$ .

На второй стадии расчета система уравнений для расчета параметров НДС сжатого сталежелезобетонного элемента в двух плоскостях имеет вид:

$$\begin{cases} \iint \sigma(\epsilon(x, y)_{II})(x - x_0) dx dy = Ne_{0x} \\ \iint \sigma(\epsilon(x, y)_{II})(y - y_0) dx dy = Ne_{0y} \\ \iint \sigma(\epsilon(x, y)_{II}) dx dy = N \\ \epsilon(x, y)_{II} = \epsilon_{zN} + 1/r_x(x - x_0) + 1/r_y(y - y_0) + \epsilon(x, y)_I \end{cases}, \quad (5)$$

где  $\sigma(x, y)$ ,  $\epsilon(x, y)_{II}$  — нормальные напряжения, относительные деформации на первой стадии расчета в элементарной площадке бетона, жесткой или гибкой

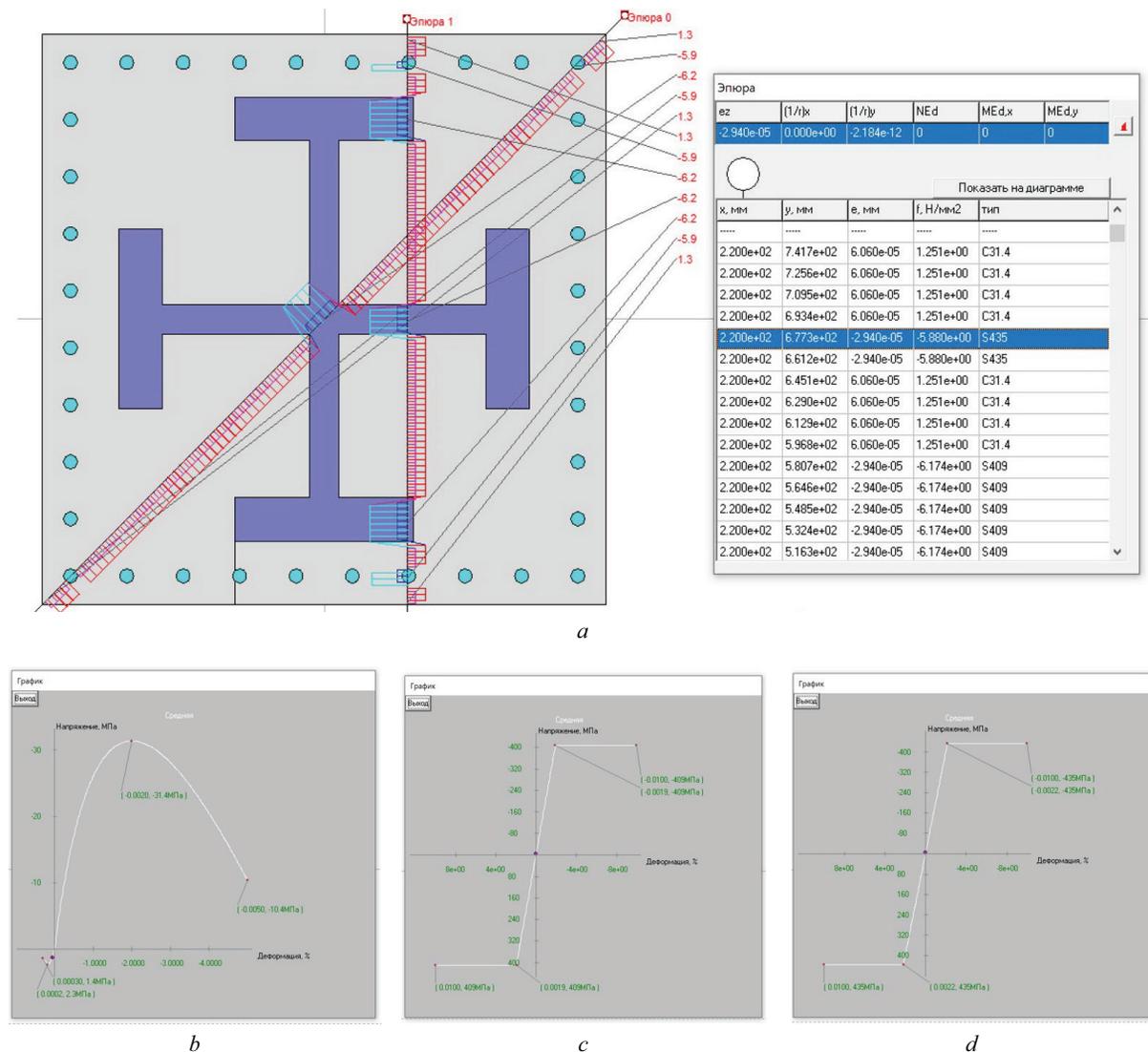


Рис. 3. Результат расчета, распределения: *a* — усадочных относительных деформаций и нормальных напряжений по поперечному сечению сталежелезобетонной колонны (цифры красным цветом справа от поперечного сечения — нормальные напряжения, МПа); *b* — относительных деформаций и нормальных напряжений в бетоне; *c* и *d* — то же, соответственно в гибкой и жесткой арматуре

Fig. 3. Calculation result: *a* — distribution of shrinkage relative deformations and normal stresses along the cross section of a steel-reinforced concrete column (numbers in red to the right of the cross section — normal stresses in MPa); *b* — relative deformations and normal stresses in concrete; *c* and *d* — the same, respectively, in flexible and rigid reinforcement

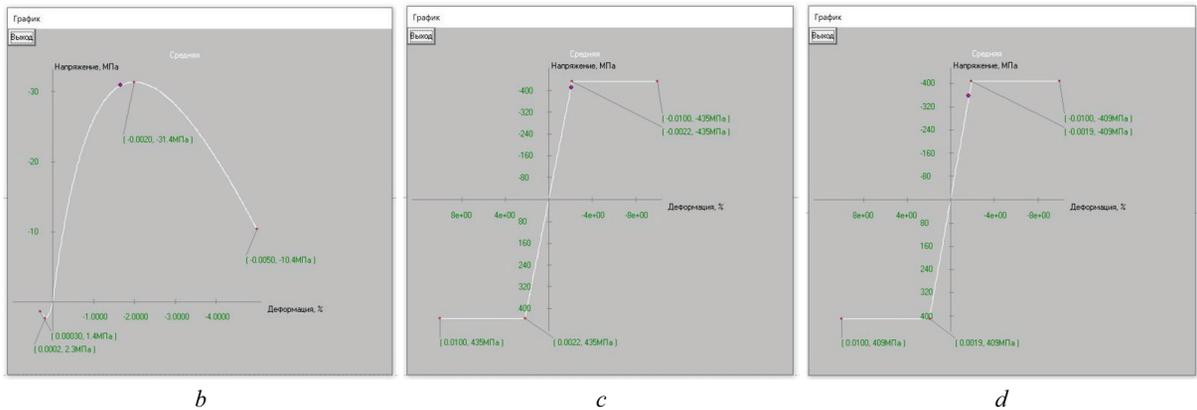
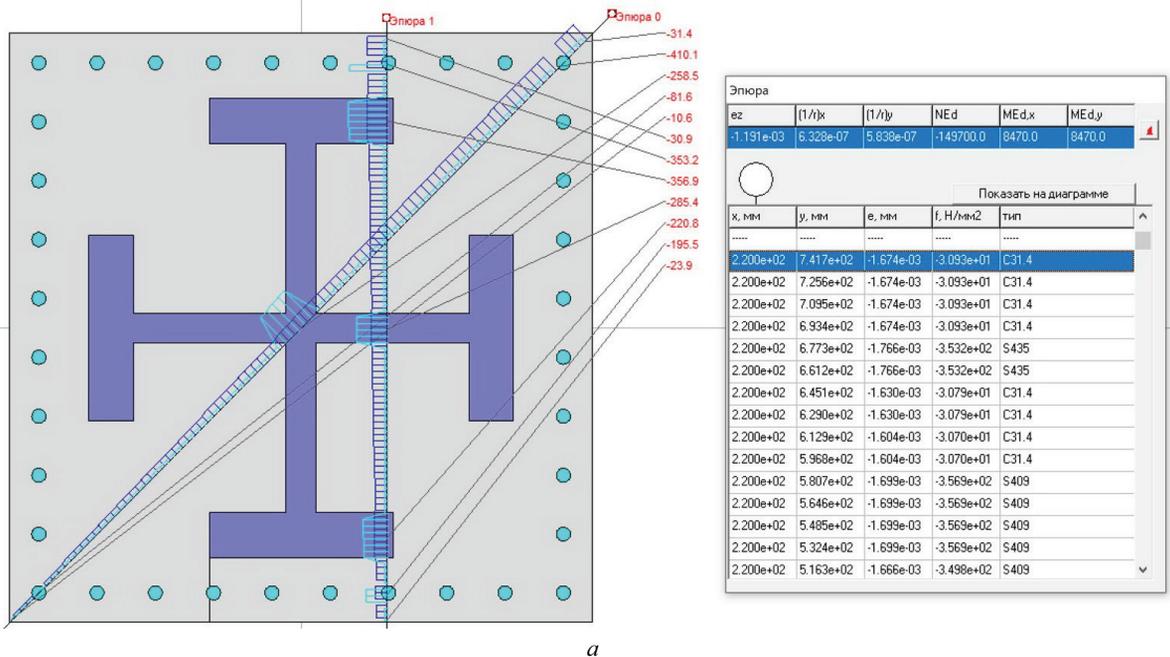


Рис. 4. Результат расчета, распределения: *a* — относительных деформаций и нормальных напряжений по поперечному сечению сталежелезобетонной колонны при действующем продольном усилии  $N = 149\,700$  кН (цифры красным цветом справа от поперечного сечения — нормальные напряжения, МПа); *b* — относительных деформаций и нормальных напряжений в бетоне; *c* и *d* — то же, соответственно в гибкой и жесткой арматуре

Fig. 4. Calculation result: *a* — distribution of relative deformations and normal stresses along the cross section of a steel-reinforced concrete column with an acting longitudinal force  $N = 149,700$  kN (numbers in red to the right of the cross section — normal stresses in MPa); *b* — relative deformations and normal stresses in concrete; *c* and *d* — the same, respectively, in flexible and rigid reinforcement

арматуры с координатами  $(x, y)$ ;  $\epsilon_{zN}$  — относительная деформация в центре тяжести поперечного сечения от действия продольного сжимающего усилия.

Распределение относительных деформаций и нормальных напряжений в рассматриваемом поперечном сечении сталежелезобетонной колонны (рис. 1, *a*) при действии сжимающего усилия  $N = 149\,700$  кН и изгибающих моментов в обоих направлениях  $M_x = M_y = 8470$  кНм, полученное на второй стадии расчета, представлено на рис. 4.

Критерием разрушения сжатого сталежелезобетонного элемента принимается максимальное продольное усилие  $N$ , при котором уравнения равновесия и уравнения совместности деформаций сходятся (без ограничения сжимающих относительных дефор-

маций материалов, составляющих его поперечное сечение).

Результаты вычисления предельного значения внутренних усилий и распределения относительных деформаций и нормальных напряжений рассматриваемой колонны приведены на рис. 5. Моделирование НДС в предельной стадии работы колонны под нагрузкой показывает достижение относительных деформаций жесткой и гибкой арматуры значений, соответствующих их расчетным сопротивлениям, работу бетона на нисходящей ветви его диаграммы деформирования.

Предельное значение сжимающего продольного усилия с учетом случайных эксцентриситетов в обоих направлениях рассматриваемой сталежеле-

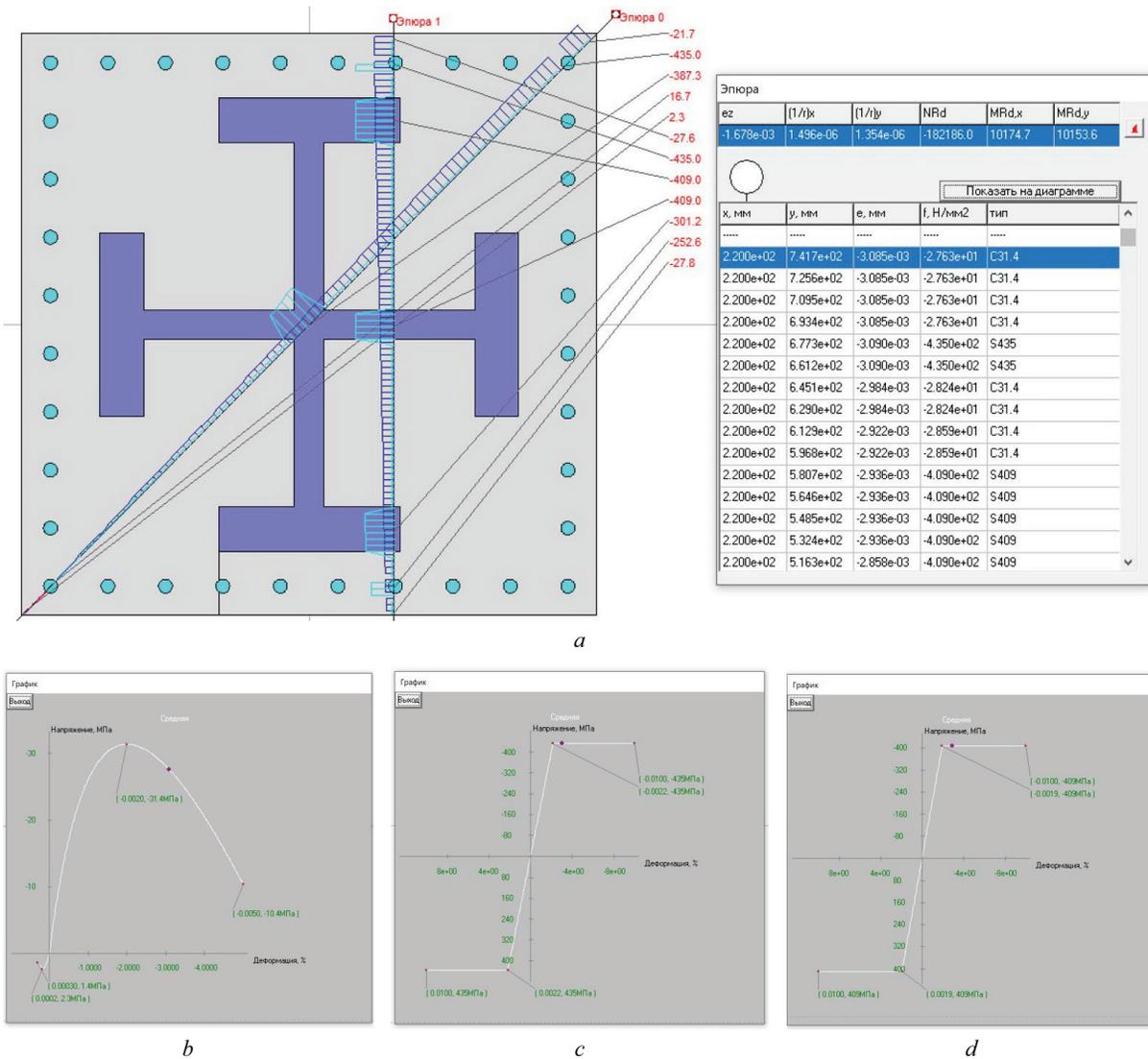


Рис. 5. Результат расчета: *a* — предельного усилия и распределения относительных деформаций и нормальных напряжений по поперечному сечению сталежелезобетонной колонны [13] (цифры красным цветом справа от поперечного сечения — нормальные напряжения в МПа); *b* — относительных деформаций и нормальных напряжений в бетоне; *c* и *d* — то же, соответственно, в гибкой и жесткой арматуре

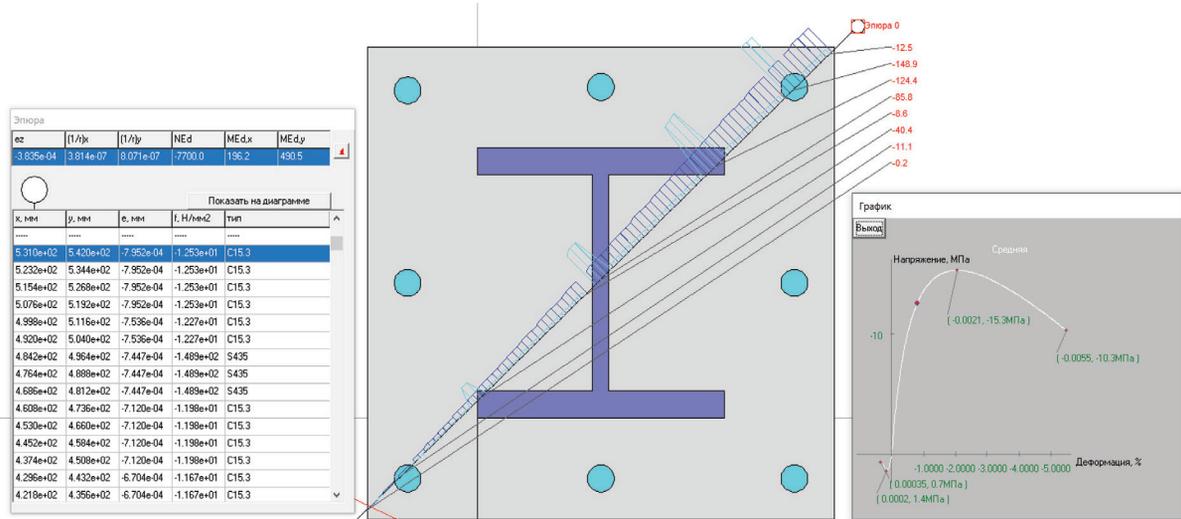
Fig. 5. Calculation result: *a* — ultimate force and distribution of relative deformations and normal stresses along the cross section of a steel-reinforced concrete column [13] (numbers in red to the right of the cross section — normal stresses in MPa); *b* — relative deformations and normal stresses in concrete; *c* and *d* — the same, respectively, in flexible and rigid reinforcement

зобетонной колонны с учетом усадки бетона равно  $N = 182\,761,5$  кН, что на 6,2 % превышает значения предельного усилия, вычисленного по нормативной методике в литературном источнике [13]. Аналогичный расчет этой колонны без учета усадки бетона показывает меньшее значение сжимающего предельного усилия  $N = 181\,812$  кН, что объясняется перераспределением усилий в поперечном сечении из-за начальных относительных деформаций  $\varepsilon(x, y)_1$  в составляющих поперечного сечения: сжимающих — в жесткой и гибкой арматуре и растягивающих — в бетоне. Усадка бетона при его твердении служит своего рода предварительным напрягающим фактором для арматуры сталежелезобетонного элемента и для случая сжатия (при наличии площадки текучести арматуры и неогра-

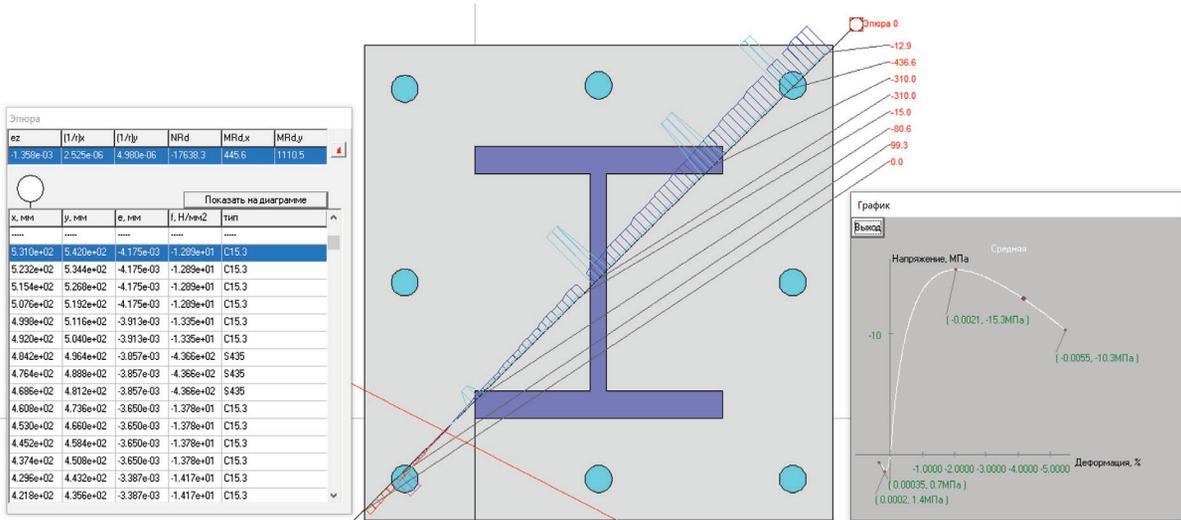
ниченной длины нисходящей ветви диаграммы деформирования бетона), положительно влияет на значение его предельного сжимающего усилия.

Распределения относительных деформаций и нормальных напряжений в поперечном сечении сталежелезобетонных колонн (рис. 2, *b*, *c*) при действии предельного сжимающего усилия  $N$  и соответствующих изгибающих моментов в обоих направлениях  $M_x$  и  $M_y$ , полученные в результате расчета в соответствии с деформационной моделью без учета усадки бетона, представлены на рис. 6, 7.

Сопоставление полученных результатов расчета предельных усилий при деформационном моделировании поперечного сечения сжатых сталежелезобетонных колонн с предельными усилиями,



a



b

Рис. 6. Результат расчета распределения относительных деформаций и нормальных напряжений по поперечному сечению сталежелезобетонной колонны, армированной прокатным двутавром<sup>7</sup>, при действии: a — продольного усилия  $N = 7700$  кН; b — предельного усилия  $N = 17\,638$  кН (цифры красным цветом справа от поперечного сечения — нормальные напряжения в МПа)

Fig. 6. The result of calculating the distribution of relative deformations and normal stresses over the cross section of a steel-concrete column reinforced with a rolled I-beam<sup>7</sup> under the action of: a — longitudinal force  $N = 7,700$  kN; b — ultimate force  $N = 17,638$  kN (numbers in red to the right of the cross section — normal stresses in MPa)

вычисленными по нормативной методике<sup>7</sup>, показывает превышение 56 и 18,6 %. Моделирование работы сжатых сталежелезобетонных элементов на основе деформационного подхода позволяет получать значения внецентренно приложенного сжимающего усилия образования трещин нормального отрыва на растянутых гранях элементов. Для рассмотренных двух колонн<sup>7</sup> продольное внецентренно приложенное сжимающее усилие образования трещин равно: для колонны (рис. 2, b) —  $N_{cr} = 16\,988$  кН; для колонны (рис. 2, c) —  $N_{cr} = 593,2$  кН, что составляет соответственно 96 и 50,2 % от их предельного усилия, и для внецентренно сжатых элемен-

тов зависит от эксцентриситета приложения усилия от внешних воздействий.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

В результате настоящего исследования реализован деформационный подход к расчету сжатых сталежелезобетонных элементов, преимущества которого для расчета элементов с распределенной по поперечному сечению арматурой многократно отмечались в литературных источниках [1, 4, 13, 16–18, 30, 32]. Деформационный расчетный метод применительно к сжатым сталежелезобетонным элементам с учетом совместной работы бетона, жесткой и гибкой

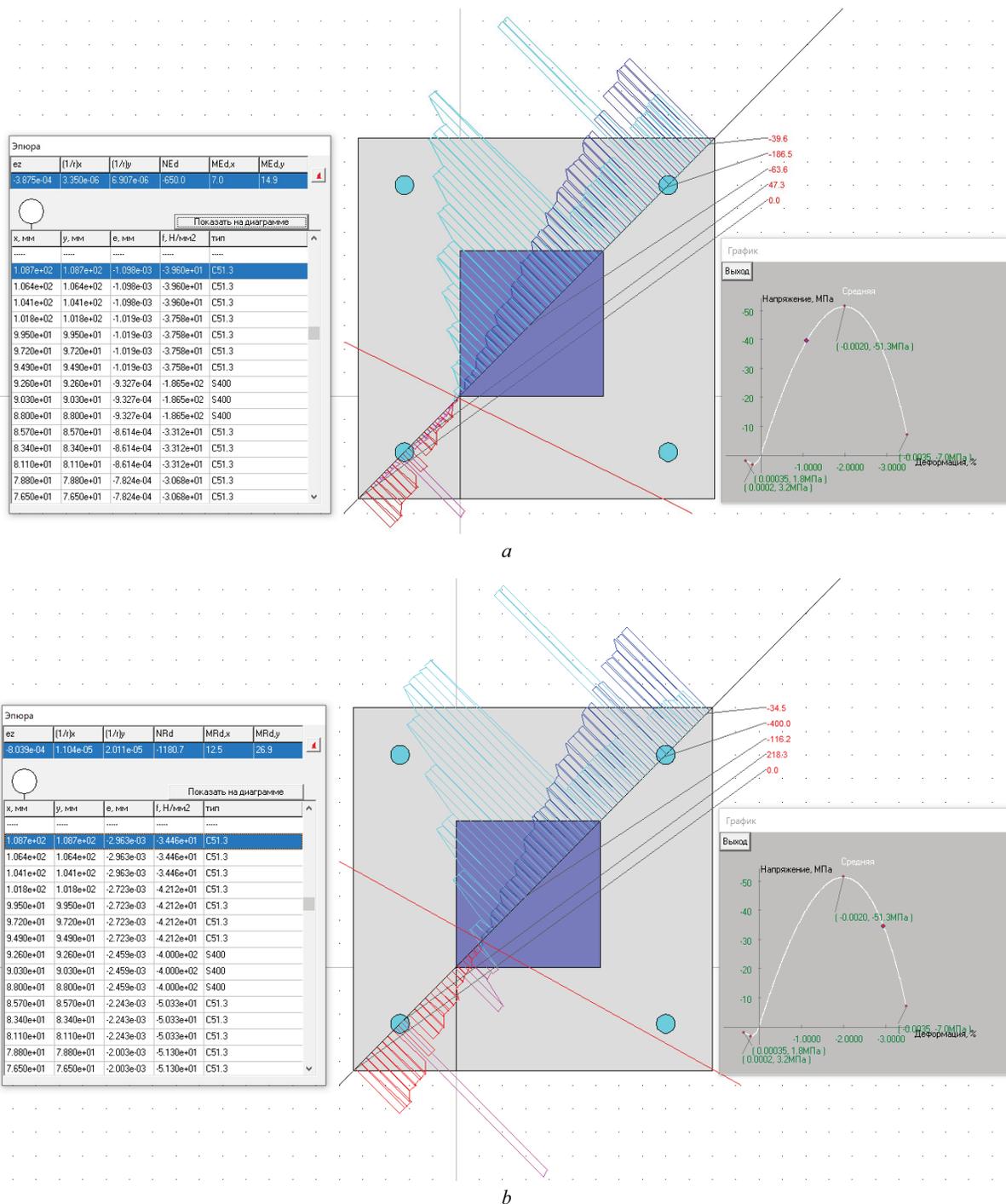


Рис. 7. Результат расчета распределения относительных деформаций и нормальных напряжений по поперечному сечению сталежелезобетонной колонны, армированной сердечником сплошного сечения<sup>7</sup>, при действии: *a* — продольного усилия  $N = 650$  кН; *b* — предельного усилия  $N = 1180$  кН (цифры красным цветом справа от поперечного сечения — нормальные напряжения в МПа)

Fig. 7. The result of calculating the distribution of relative deformations and normal stresses over the cross section of a steel-reinforced concrete column reinforced with a solid core<sup>7</sup> under the action of: *a* — longitudinal force  $N = 650$  kN; *b* — ultimate force  $N = 1,180$  kN (numbers in red to the right of the cross section — normal stresses in MPa)

арматуры, физической нелинейности деформирования материалов позволяет получать распределение нормальных напряжений и относительных деформаций по их поперечному сечению на любой стадии работы, включая усадку бетона при его твердении и образование трещин нормального отрыва.

Предлагаемый общий критерий разрушения сжатых сталежелезобетонных элементов по нормальному сечению в виде максимального сжимающего усилия из условий равновесия и совместного деформирования материалов позволяет в полной мере учитывать перераспределение усилий в поперечном

сечении между бетоном, жесткой и гибкой арматурой.

Деформационная модель сопротивления сжатию сталежелезобетонных элементов дает возможность решать задачи в области проектирования для вновь возводимых элементов и усиления существующих, рассчитывать элементы произвольной формы по-

перечного сечения с различными эксцентриситетами приложения продольных сжимающих усилий. В дальнейшем следует рассмотреть вопросы учета длительности внешнего воздействия, ширины раскрытия трещин, стадийности включения в работу составляющих поперечного сечения материалов, предварительного напряжения жесткой и гибкой арматуры.

## СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Тамразян А.Г., Лолейт А.Ф. История развития теории железобетона : биографический очерк. М. : МГСУ, 2018. 178 с.
2. Бабалич В.С., Андросов Е.Н. Сталежелезобетонные конструкции и перспектива их применения в строительной практике России // Успехи современной науки. 2017. Т. 4. № 4. С. 205–208. EDN YROOWX.
3. Кибирева Ю.А., Астафьева Н.С. Применение конструкций из сталежелезобетона // Экология и строительство. 2018. № 2. С. 27–34. DOI: 10.24411/2413-8452-2018-10004. EDN XWIEZV.
4. Травуш В.И., Конин Д.В., Рожкова Л.С., Крылов А.С. Отечественный и зарубежный опыт исследований работы сталежелезобетонных конструкций на внецентренное сжатие // Строительство и реконструкция. 2016. № 5 (67). С. 31–44. EDN WMPIYKD.
5. Васильев А.П. Железобетон с жесткой арматурой. М. ; Л. : Гос. изд. строит. лит., 1941. 123 с.
6. Антонов К.К., Житницкая Э.А. Осевое и внецентренное сжатие железобетонных колонн с арматурой двутаврового профиля // Исследование конструкций высотных зданий. М., 1953. 231 с.
7. Виноградова Н.А., Швец Г.А. Исследования сталежелезобетонных изгибаемых конструкций (обзор) // Вестник Инженерной школы Дальневосточного федерального университета. 2020. № 1 (42). С. 114–127. DOI: 10.24866/2227-6858/2020-1-12. EDN SFPYFY.
8. Замалиев Ф.С. Учет нелинейных свойств материалов и податливости слоев при расчете прочности сталежелезобетонных перекрытий // Промышленное и гражданское строительство. 2013. № 5. С. 38–40. EDN QAMHXV.
9. Замалиев Ф.С., Тамразян А.Г. Оценка несущей способности сталебетонных балок на основе гнутых профилей // Вестник МГСУ. 2023. Т. 18. № 8. С. 1220–1229. DOI: 10.22227/1997-0935.2023.8.1220-1229. EDN ZJTIFYX.
10. Travush V.I., Konin D.V., Krylov A.S. Strength of composite steel and concrete beams of high-performance concrete // Magazine of Civil Engineering. 2018. No. 3 (79). Pp. 36–44. DOI: 10.18720/MCE.79.4. EDN YOENUT.
11. Алмазов В.О., Арутюнян С.Н. Проектирование сталежелезобетонных плит перекрытий по Еврокоду 4 и российским рекомендациям // Вестник МГСУ. 2015. № 8. С. 51–65. EDN UGUISR.
12. Мартиросян А.С., Травуш В.И., Кашеварова Г.Г. Исследование влияния геометрии жесткой арматуры на распределение нагрузки в элементах сталежелезобетонной конструкции // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Прикладная экология. Урбанистика. 2017. № 1 (25). С. 147–158. DOI: 10.15593/2409-5125/2017.01.13. EDN YORIZL.
13. Десяткин М.А., Конин Д.В., Мартиросян А.С., Травуш В.И. Расчет сталежелезобетонной колонны высотного дома на косое внецентренное сжатие // Жилищное строительство. 2015. № 5. С. 92–95. EDN RUOCED.
14. Травуш В.И., Конин Д.В., Рожкова Л.С., Крылов А.С., Каприелов С.С., Чилин И.А. и др. Экспериментальные исследования сталежелезобетонных конструкций, работающих на внецентренное сжатие // Academia. Архитектура и строительство. 2016. № 3. С. 127–135. EDN WWOVFVZ.
15. Крылов С.Б., Корнюшина М.П. Численно-экспериментальные исследования прочности сжатых сталежелезобетонных элементов, выполненных с использованием высокопрочного бетона и труб квадратного сечения из стали класса С345 // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2023. № 6. С. 53–63. DOI: 10.37153/2618-9283-2023-5-53-63. EDN RTXUBI.
16. Мухамедиев Т.А., Старчикова О.И. Расчет прочности сталежелезобетонных колонн с использованием деформационной модели // Бетон и железобетон. 2006. № 4. С. 18–21. EDN HUGELV.
17. Карпенко Н.И., Соколов Б.С., Радайкин О.В. К расчету прочности, жесткости и трещиностойкости внецентренно сжатых железобетонных элементов с применением нелинейной деформационной модели // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. 2013. № 4 (26). С. 113–120. EDN RSTDVV.
18. Кудинов О.В. Новый подход к оценке прочности сталежелезобетонных перекрытий // Бетон и железобетон. 2010. № 2 (563). С. 14–16.

19. Арленинов П.Д., Крылов С.Б. Современное состояние нелинейных расчетов железобетонных конструкций // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2017. № 3. С. 50–53. EDN ZFIVKZ.
20. Gholamhoseini A., Gilbert R.I., Bradford M. Long-Term Behavior of Continuous Composite Concrete Slabs with Steel Decking // ACI Structural Journal. 2018. Vol. 115. Issue 2. DOI: 10.14359/51701133
21. Holomek J., Bajer M. Experimental and Numerical Investigation of Composite Action of Steel Concrete Slab // Procedia Engineering. 2012. Vol. 40. Pp. 143–147. DOI: 10.1016/j.proeng.2012.07.070
22. Kvocak V., Kozlejova V., Dubecky D. Analysis of encased steel beams with hollow cross-sections // Procedia Engineering. 2012. Vol. 40. Pp. 223–228. DOI: 10.1016/j.proeng.2012.07.084
23. Lowe D., Das R., Clifton C. Characterization of the splitting behavior of steel-concrete composite beams with shear stud connection // Procedia Materials Science. 2014. Vol. 3. Pp. 2174–2179. DOI: 10.1016/j.mspro.2014.06.352
24. Nadasky P. Steel-Concrete Composite Beams for Slim Floors—Specific Design Features in Scope of Steel Frames Design // Procedia Engineering. 2012. Vol. 40. Pp. 274–279. DOI: 10.1016/j.proeng.2012.07.093
25. Soty R., Shima H. Formulation for Maximum Shear Force on L-Shape Shear Connector Subjected to Strut Compressive Force at Splitting Crack Occurrence in Steel-Concrete Composite Structures // Procedia Engineering. 2012. Vol. 14. Pp. 2420–2428. DOI: 10.1016/j.proeng.2011.07.304
26. Waldmann D., May A., Thapa V.B. Influence of the sheet profile design on the composite action of slabs made of lightweight woodchip concrete // Construction and Building Materials. 2017. Vol. 148. Pp. 887–899. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2017.04.193
27. Лившиц Я.Д. Расчет железобетонных конструкций с учетом влияния усадки и ползучести бетона : учебное пособие. Киев : Вища школа, 1976. 280 с.
28. Сидоров А.В. О закономерностях подobia ползучести и усадки железобетонных элементов // Известия вузов. Серия: Строительство и архитектура. 1988. № 1. С. 5–10.
29. Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А., Петров А.Н. Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры // Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций. М. : НИИЖБ, 1986.
30. Бондаренко В.М., Бондаренко С.В. Инженерные методы нелинейной теории железобетона. М. : Стройиздат, 1982. 287 с.
31. Глухов Д.О., Глухова Т.М., Кундас С.П. Мягкие вычисления для организации компьютерного представления номограмм на примере вычисления предельного коэффициента ползучести // Вестник Полоцкого государственного университета. Серия С. Фундаментальные науки. 2010. № 3. С. 2–6. EDN ULXVVD.
32. Лазовский Д.Н., Тур В.В., Глухов Д.О., Лазовский Е.Д. Учет ползучести и усадки бетона по СП 5.03.01–2020 при расчете железобетонных конструкций на основе деформационной расчетной модели // Вестник Брестского государственного технического университета. 2021. № 2 (125). С. 7–12. EDN VUYAHW.
33. Тур В.В., Рак Н.А. Прочность и деформации бетона в расчетах конструкций. Брест : БГТУ, 2003. 252 с. EDN DOFAPF.
34. Bortolotti L. First Cracking Load of Concrete Subjected to Direct Tension (SP-882) // ACI Materials Journal. 1991. Vol. 88. Issue 1. DOI: 10.14359/2393
35. Kolleger J. Comparison of Fixed and Rotating Crack Models in the Analysis of Panels, Plates and Shells Subjected to Shear // Concrete Shear in Earthquake. Houston International Workshop, Texas, USA, 1991. Pp. 216–225.

Поступила в редакцию 13 марта 2024 г.

Принята в доработанном виде 6 июня 2024 г.

Одобрена для публикации 6 июня 2024 г.

**ОБ АВТОРАХ:** **Дмитрий Николаевич Лазовский** — доктор технических наук, профессор, профессор кафедры строительных конструкций; **Полоцкий государственный университет имени Евфросинии Полоцкой (ПГУ)**; г. Новополоцк, Республика Беларусь; ул. Блохина, д. 29; РИНЦ ID: 907311, Scopus: 5720341798, ResearcherID: HGC-3867-2022, ORCID: 0000-0001-5278-938X; d.lazovskii@psu.by;

**Артур Иванович Гиль** — кандидат технических наук, заместитель декана инженерно-строительного факультета; **Полоцкий государственный университет имени Евфросинии Полоцкой (ПГУ)**; г. Новополоцк, Республика Беларусь; ул. Блохина, д. 29; РИНЦ ID: 907375, ORCID: 0000-0002-5627-1438; a.hil@psu.by;

**Дмитрий Олегович Глухов** — кандидат технических наук, доцент, главный инженер-программист; **Софтклуб**; 220141, Республика Беларусь, г. Минск, пр. Независимости, д. 168/1; Scopus: 57191614869, ORCID: 0000-0003-4983-2919; dzmitry.hlukhau@softclub.by.

*Вклад авторов: все авторы сделали эквивалентный вклад в подготовку публикации.*

*Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.*

## REFERENCES

1. Tamrazyan A.G.A.F. Loleit. *History of the development of the theory of reinforced concrete: biographical sketch*. Moscow, MGSU, 2018; 178. (rus.).
2. Babalich V.S., Androsov E.N. Steel-reinforced concrete structures and the prospects for their application in Russian construction practice. *Advances in Modern Science*. 2017; 4(4):205-208. EDN YROOWX. (rus.).
3. Kibireva Iu.A., Astafeva N.S. The use of steel-concrete structures. *Ecologiya i Stroitelstvo*. 2018; 2:27-34. DOI: 10.24411/2413-8452-2018-10004. EDN XWIEZV. (rus.).
4. Travush V., Konin D.V., Rozhkova L., Krylov A. Domestic and foreign experience in research of composite structures for eccentric compression. *Building and Reconstruction*. 2016; 5(67):31-44. EDN WMIYKD. (rus.).
5. Vasiliev A.P. *Reinforced concrete with rigid reinforcement*. Moscow; Leningrad, State. ed. builds. lit., 1941; 123. (rus.).
6. Antonov K.K., Zhitnitskaya E.A. Axial and eccentric compression of reinforced concrete columns with I-profile reinforcement. *Research of high-rise building structures*. Moscow, 1953; 231. (rus.).
7. Vinogradova N., Shvets G. Studies of bending structures of composite steel and reinforced concrete (review). *FEFU: School of Engineering Bulletin*. 2020; 1(42):114-127. DOI: 10.24866/2227-6858/2020-1-12. EDN SFPYFY. (rus.).
8. Zamaliev F.S. Taking into account nonlinear properties of materials and deformability of layers when calculating the strength of steel-reinforced concrete floors. *Industrial and Civil Engineering*. 2013; 5:38-40. EDN QAMHXB. (rus.).
9. Zamaliev F.S., Tamrazyan A.G. To the evaluation of the carrying capacity of steel concrete beams on the basis of bent profiles. *Vestnik MGSU [Monthly Journal on Construction and Architecture]*. 2023; 18(8):1220-1229. DOI: 10.22227/1997-0935.2023.8.1220-1229. EDN ZJTFYX. (rus.).
10. Travush V.I., Konin D.V., Krylov A.S. Strength of composite steel and concrete beams of high-performance concrete. *Magazine of Civil Engineering*. 2018; 3(79):36-44. DOI: 10.18720/MCE.79.4. EDN YOEHUT.
11. Almazov V.O., Harutyunyan S.N. Design of Composite Reinforced Concrete Slabs according to Eurocode 4 and Russian Recommendations. *Vestnik MGSU [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]*. 2015; 8:51-65. EDN UGUISR. (rus.).
12. Martirosyan A., Travush V., Kashevarova G. Study of influence of the rigid reinforcement geometry on the load distribution in steel-concrete composite construction elements. *PNRPU Bulletin. Urban development*. 2017; 1(25):147-158. DOI: 10.15593/2409-5125/2017.01.13. EDN YORIZL. (rus.).
13. Desyatkin M.A., Konin D.V., Martirosyan A.S., Travush V.I. Calculation of composite column high-rise building at skew eccentric compression. *Housing Construction*. 2015; 5:92-95. EDN RUOCED. (rus.).
14. Travush V.I., Konin D.V., Rozhkova L.S., Krylov A.S., Kapriyelov S.S., Chilin I.A. et al. Experimental study of composite structures, working for eccentric compression. *Academia. Architecture and Construction*. 2016; 3:127-135. EDN WWOVZ. (rus.).
15. Krylov S.B., Korniyushina M.P. Numerical and experimental studies of the strength of compressed steel-reinforced concrete elements made using high-strength concrete and square steel pipes of class C345. *Earthquake Engineering. Constructions Safety*. 2023; 6:53-63. DOI: 10.37153/2618-9283-2023-5-53-63. EDN RTXUBI. (rus.).
16. Mukhamediev T.A., Starchikova O.I. Calculation of the strength of steel-reinforced concrete columns using a deformation model. *Concrete and Reinforced Concrete*. 2006; 4:18-21. EDN HUGELV. (rus.).
17. Karpenko N.I., Sokolov B.S., Radaikin O.V. Calculation of strength, stiffness and crack resistance of eccentrically compressed reinforced concrete elements using non-linear deformation model. *News of the Kazan State University of Architecture and Engineering*. 2013; 4(26):113-120. EDN RSTDVV. (rus.).
18. Kudinov O.V. A new approach to assessing the strength of steel-reinforced concrete floors. *Concrete and Reinforced Concrete*. 2010; 2(563):14-16. (rus.).
19. Arlenin P.D., Krylov S.B. The current state of nonlinear calculations of reinforced concrete structures. *Earthquake Engineering. Constructions Safety*. 2017; 3:50-53. EDN ZFIVKZ. (rus.).
20. Gholamhoseini A., Gilbert R.I., Bradford M. Long-Term Behavior of Continuous Composite Concrete Slabs with Steel Decking. *ACI Structural Journal*. 2018; 115(2). DOI: 10.14359/51701133
21. Holomek J., Bajer M. Experimental and Numerical Investigation of Composite Action of Steel Concrete Slab. *Procedia Engineering*. 2012; 40:143-147. DOI: 10.1016/j.proeng.2012.07.070
22. Kvocak V., Kozlejova V., Dubecky D. Analysis of encased steel beams with hollow cross-sections. *Procedia Engineering*. 2012; 40:223-228. DOI: 10.1016/j.proeng.2012.07.084
23. Lowe D., Das R., Clifton C. Characterization of the splitting behavior of steel-concrete composite beams with shear stud connection. *Procedia Materials Science*. 2014; 3:2174-2179. DOI: 10.1016/j.mspro.2014.06.352
24. Nadasky P. Steel-Concrete Composite Beams for Slim Floors—Specific Design Features in Scope

of Steel Frames Design. *Procedia Engineering*. 2012; 40:274-279. DOI: 10.1016/j.proeng.2012.07.093

25. Soty R., Shima H. Formulation for Maximum Shear Force on L-Shape Shear Connector Subjected to Strut Compressive Force at Splitting Crack Occurrence in Steel-Concrete Composite Structures. *Procedia Engineering*. 2012; 14:2420-2428. DOI: 10.1016/j.proeng.2011.07.304

26. Waldmann D., May A., Thapa V.B. Influence of the sheet profile design on the composite action of slabs made of lightweight woodchip concrete. *Construction and Building Materials*. 2017; 148:887-899. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2017.04.193

27. Livshits Ya.D. *Calculation of reinforced concrete structures taking into account the influence of shrinkage and creep of concrete*. Kyiv, Higher School, 1976; 280. (rus.).

28. Sidorov A.V. On the patterns of similarity of creep and shrinkage of reinforced concrete elements. *News of universities. Series: Construction and Architecture*. 1988; 1:5-10. (rus.).

29. Karpenko N.I., Mukhamediev T.A., Petrov A.N. Initial and transformed diagrams of concrete and reinforcement deformation. *Collection of articles. Stress-strain state of concrete and reinforced concrete structures*. Moscow, NIIZhB, 1986. (rus.).

30. Bondarenko V.M., Bondarenko S.V. *Engineering methods of nonlinear theory of reinforced concrete*. Moscow, Stroyizdat, 1982; 287. (rus.).

31. Hlukhau D., Hlukhava T., Kundas S. Soft computing for the computer representation of nomogram of limit creep factor. *Herald of Polotsk State University. Series C. Fundamental Sciences*. 2010; 3:2-6. EDN ULXVVD. (rus.).

32. Lazovsky D.N., Tour V.V., Glukhov D.O., Lazovsky E.D. Accounting for creep and shrinkage of concrete according to SP 5.03.01-2020 when calculating reinforced concrete structures based on a deformation calculation model. *Vestnik of Brest State Technical University*. 2021; 2(125):7-12. EDN VUYAHW. (rus.).

33. Tur V.V., Rak N.A. *Strength and deformation of concrete in structural calculations*. Brest, Publishing house BSTU, 2003; 252. EDN DOFAPF. (rus.).

34. Bortolotti L. First Cracking Load of Concrete Subjected to Direct Tension (SP-882). *ACI Materials Journal*. 1991; 88(1). DOI: 10.14359/2393

35. Kolleger J. Comparison of Fixed and Rotating Crack Models in the Analysis of Panels, Plates and Shells Subjected to Shear. *Concrete Shear in Earthquake*. Houston International Workshop, Texas, USA, 1991; 216-225.

Received March 13, 2024.

Adopted in revised form on June 6, 2024.

Approved for publication on June 6, 2024.

**B I O N O T E S :** **Dzmitry N. Lazouski** — Doctor of Technical Sciences, Professor, Professor of the Department of Building Structures; **Euphrosyne Polotskaya State University of Polotsk**; 29 Blokhina st., Novopolotsk, 211440, Republic of Belarus; ID RSCI: 907311, Scopus: 5720341798, ResearcherID: HGC-3867-2022, ORCID: 0000-0001-5278-938X; d.lazovski@psu.by;

**Artur I. Hil** — Candidate of Technical Sciences, Deputy Dean of the Faculty of Civil Engineering; **Euphrosyne Polotskaya State University of Polotsk**; 29 Blokhina st., Novopolotsk, 211440, Republic of Belarus; ID RSCI: 907375, ORCID: 0000-0002-5627-1438; a.hil@psu.by;

**Dzmitry O. Hlukhau** — Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Chief Software Engineer; **Softclub**; 168/1 Nezavisimosti st., Minsk, 220141, Republic of Belarus; Scopus: 57191614869, ORCID: 0000-0003-4983-2919; dzmitry.hlukhau@softclub.by.

*Contribution of the authors: all of the authors made equivalent contributions to the publication.*

*The authors declare that there is no conflict of interest.*