

УДК 624.012.45:693.5

DOI 10.52928/2070-1683-2024-37-2-9-23

## НЕЛИНЕЙНЫЙ РАСЧЕТ ИЗГИБАЕМЫХ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

*д-р техн. наук, проф. Д.Н. ЛАЗОВСКИЙ<sup>1)</sup>, канд. техн. наук, доц. Д.О. ГЛУХОВ<sup>2)</sup>,  
канд. техн. наук А.М. ХАТКЕВИЧ<sup>3)</sup>, канд. техн. наук А.И. ГИЛЬ<sup>4)</sup>, канд. техн. наук Э. ЧАПАРАНГАНДА<sup>5)</sup>  
(<sup>1), 3), 4)</sup> Полоцкий государственный университет имени Евфросинии Полоцкой,  
<sup>2)</sup> ООО «СофтКлуб», Минск, <sup>5)</sup> Ботсванский международный университет науки и технологий)  
<sup>1)</sup> d.lazovski@psu.by, <sup>2)</sup> d.gluhov@psu.by, <sup>3)</sup> a.khatkevich@psu.by, <sup>4)</sup> a.hil@psu.by, <sup>5)</sup> katsvikisire@gmail.com*

*Сталежелезобетонные конструкции на современном этапе развития строительной отрасли находят широкое применение в промышленных зданиях с большими нагрузками на перекрытия, гражданских высотных зданиях и различных инженерных сооружениях. В статье представлены результаты применения нелинейного метода расчета для вычисления параметров напряженно-деформированного состояния (нормальных напряжений и относительных деформаций на любой стадии работы под нагрузкой, прочности и деформативности) изгибаемых сталежелезобетонных элементов при условии совместной работы жестких стальных профилей и железобетона.*

*При расчете параметров напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных элементов учтены стадии их работы при изготовлении (вынужденные усадочные деформации монолитного бетона при его твердении) и эксплуатации (ползучесть бетона при длительном действии нагрузки). Предложен критерий вычисления изгибающего момента, соответствующего прочности сталежелезобетонного элемента, не требующий нормирования предельной сжимаемости бетона, позволяющий учитывать высокую степень перераспределения усилий в поперечном сечении сталежелезобетонного элемента с жесткой арматурой. Преимущества нелинейного метода расчета продемонстрированы на примерах сталежелезобетонных балок перекрытий из ТКП 45-5.03-16-2005 «Конструкции сталежелезобетонные покрытий и перекрытий. Правила проектирования».*

**Ключевые слова:** *изгибаемый сталежелезобетонный элемент, нелинейный метод расчета, физическая нелинейность, диаграммы деформирования материалов, гибкая арматура, жесткая арматура, монолитный бетон, гипотеза плоских сечений, напряженно-деформированное состояние, стадии работы под нагрузкой, вынужденные деформации усадки бетона, ползучесть бетона.*

**Введение.** Сталежелезобетонные конструкции применяются в современном строительстве высотных каркасных зданий с тяжело нагруженными (200000 кН и более) колоннами, при возведении сильно нагруженных (20–100 кПа) балок и плит перекрытий промышленных зданий и сооружений<sup>1</sup> [1–5]. Это связано с тем, что при использовании обычного железобетона для изготовления тяжело нагруженных элементов с учетом стесненных размеров поперечного сечения требуется повышать процент армирования до 20% и более. При этом обеспечить такую высокую степень армирования не всегда возможно как ввиду ограниченного сортамента гибкой арматуры (максимальный диаметр 40 мм), так и по условию обеспечения совместной работы арматуры с бетоном. Поэтому с конструктивной точки зрения в качестве армирующих элементов эффективно использовать (с обеспечением совместной работы с бетоном) прокатные или сварные стальные профили, имеющие большие размеры поперечного сечения.

Широкая номенклатура прокатных и сварных стальных профилей позволяет применять наиболее эффективные сечения в каждом конкретном случае. Для коротких сжатых элементов определяющей является площадь поперечного сечения профиля, а для изгибаемых и длинных (гибких) сжатых элементов – его развитость (момент инерции) в плоскости изгиба или направлении возможной потери устойчивости.

Кроме того, жесткая арматура в виде прокатных или сварных профилей уже в процессе строительства до обетонирования может быть использована в качестве несущих элементов или опалубки.

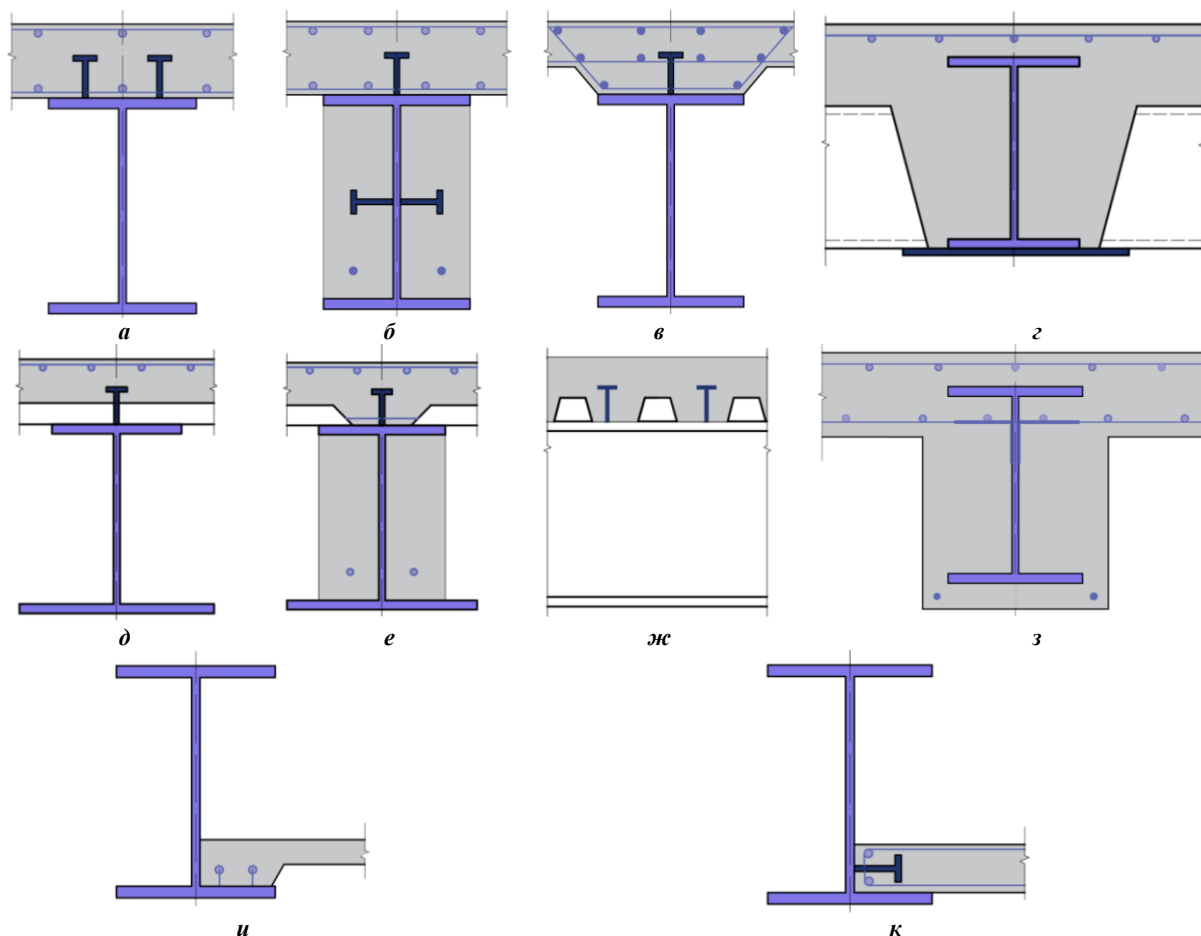
Сталежелезобетонные конструкции при полном или частичном охвате поперечного сечения жесткой арматуры бетоном объединяют в себе положительные качества составляющих материалов: стали – высокие физико-механические характеристики, железобетона – защитные свойства бетона против высоких температур и коррозии не только гибкой арматуры, но и жесткой арматуры в виде прокатных или сварных стальных профилей. Общий вид возможных эффективных поперечных сечений изгибаемых сталежелезобетонных элементов показан на рисунке 1<sup>2</sup>.

Обеспечение совместной работы жесткой арматуры с железобетоном выполняется с применением соединительных элементов между жесткой арматурой и бетоном, что позволяет исключить их взаимный сдвиг под нагрузкой вплоть до предельной стадии по прочности сталежелезобетонных элементов. Для этого используются,

<sup>1</sup> ТКП 45-5.03-16-2005 (02250) Конструкции сталежелезобетонные покрытий и перекрытий. Правила проектирования // М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь. – Минск, 2006. – 71 с.

<sup>2</sup> Семенов В.А. Сталежелезобетонные конструкции. Область применения и основные положения СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования». Преимущества сталежелезобетонных конструкций по сравнению с традиционными решениями. Моделирование сталежелезобетонных конструкций с помощью современного инженерного ПО для проектировщиков: презентация [Электронный ресурс] // Ассоциация развития стального строительства (АРСС). – М.: Техсофт. – 73 с. URL: [https://steel-fabrication.ru/mediatsentr/5\\_Владимир%20Семенов\\_Tехсофт.pdf](https://steel-fabrication.ru/mediatsentr/5_Владимир%20Семенов_Tехсофт.pdf).

как правило, жесткие уголкового анкерные упоры или гибкие стад-болты в виде калиброванных стальных стержней, приваренных одним концом к профилю<sup>3,4,5,6,7</sup> [4; 6].



**а** – стальная двутавровая балка с опиранием плоской железобетонной плиты на верхний пояс; **б** – то же, с обетонированием балки; **в** – стальная двутавровая балка с опиранием ребристой железобетонной плиты на верхний пояс; **г** – стальная двутавровая балка с опиранием ребристой железобетонной плиты на нижний пояс; **д, е, ж** – стальная двутавровая балка с опиранием железобетонной плиты по стальному профилированному настилу на верхний пояс; **з** – обетонированная стальная двутавровая балка с приваркой нижней арматуры плиты к профилю; **и, к** – стальная двутавровая балка с опиранием плоской железобетонной плиты на нижний пояс

**Рисунок 1.** – Общий вид поперечных сечений изгибаемых сталежелезобетонных элементов<sup>8</sup>

Подходы к расчету сталежелезобетонных элементов как комбинированной конструкции из стали и железобетона исторически складывались от метода расчета по допускаемым напряжениям для приведенного поперечного сечения, работающего упруго до метода расчета по предельным усилиям с пластической работой бетона (прямоугольная эпюра нормальных напряжений в бетоне сжатой зоны) и ограниченно пластической работой стали. Дальнейшее развитие метода предельных усилий привело к возникновению метода предельных состояний, который используется в нормативных документах по расчету сталежелезобетонных элементов до настоящего времени<sup>9,10,11,12</sup> [7].

<sup>3</sup> СП 266.1325800.2016 Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования. – М., 2017.

<sup>4</sup> См. сноску 1.

<sup>5</sup> Методические рекомендации по расчету и проектированию сталежелезобетонных перекрытий. – М.: Федеральный центр нормирования, стандартизации и оценки соответствия в строительстве, 2018. – 62 с.

<sup>6</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>7</sup> См. сноску 2.

<sup>8</sup> См. сноску 2.

<sup>9</sup> См. сноски 3, 4.

<sup>10</sup> Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой. – М.: Стройиздат, 1978. – 57 с.

<sup>11</sup> EN 1994-1-1:2005. Еврокод 4. Проектирование сталежелезобетонных конструкций. – Ч. 1. Общие правила для зданий и сооружений. – М., 2011. – 123 с.

<sup>12</sup> Руководство для проектировщиков к Еврокоду 4 EN 1994-1-1. Проектирование сталежелезобетонных конструкций. – М., 2013.

С развитием вычислительной техники реальностью стало применение деформационного подхода к расчету поперечных сечений сталежелезобетонных элементов, позволяющего получать параметры их напряженно-деформированного состояния (НДС) на любой стадии деформирования, учитывать физическую нелинейность материалов, явления усадки и ползучести бетона, стадийность нагружения [8–16]. Нелинейный метод расчета позволяет проводить вычисления для сталежелезобетонных элементов любой формы поперечного сечения, с любым расположением жесткой и гибкой арматуры.

В основе деформационного подхода лежит использование диаграмм деформирования материалов и допущение о линейном распределении относительных деформаций по поперечному сечению (гипотеза плоских сечений), что справедливо для сталежелезобетонных элементов при отсутствии сдвигов между жесткой стальной арматурой и железобетоном.

Целью настоящего исследования является применение нелинейного метода расчета изгибаемых сталежелезобетонных элементов, основанного на использовании диаграмм деформирования бетона, жесткой и гибкой арматуры, учитывающего деформации усадки бетона при твердении, деформации ползучести бетона при длительном внешнем воздействии, стадийность нагружения стальной и железобетонной частей поперечного сечения элементов.

**Допущения нелинейного метода расчета.** Поперечное сечение изгибаемого сталежелезобетонного элемента рассматривается как совокупность элементарных площадок, в пределах которых относительные деформации считаются равномерно распределенными. Отсутствуют сдвиги по контакту стальных профилей и бетона (железобетона). Распределение относительных деформаций по поперечному сечению сталежелезобетонного элемента подчиняется гипотезе плоских сечений в постановке В.И. Мурашева – Я.М. Немировского [17–19] для средних продольных относительных деформаций растянутой и сжатой зоны, включающей поперечные сечения с трещинами нормального отрыва и между трещинами.

В качестве аппроксимации диаграммы деформирования бетона призменной прочностью при сжатии  $f_c$  с начальным модулем упругости  $E_{cm}$ , устанавливающей зависимость между напряжениями при сжатии (растяжении)  $\sigma_c$  ( $\sigma_{ct}$ ) и средними относительными деформациями  $\varepsilon_c$  ( $\varepsilon_{ct}$ ), принимается нелинейная диаграмма состояния бетона с ниспадающей ветвью (ЕКБ-ФИП)<sup>13</sup> [20; 21] без ограничения ее длины по деформациям с целью получения полного перераспределения усилий между составляющими поперечного сечения сталежелезобетонного элемента (рисунок 2, а):

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{k_c \eta_c - \eta_c^2}{1 + (k_c - 2) \eta_c}; \quad k_c = \frac{1,1 E_{cm} |\varepsilon_{ct1}|}{f_c}; \quad \eta_c = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{ct1}}; \quad \varepsilon_{ct1} = f_c \left( 0,12 + \frac{18,8}{f_c} \right) \cdot 10^{-4} \\ \frac{\sigma_{ct}}{f_{ct}} = \frac{k_{ct} \eta_{ct} - \eta_{ct}^2}{1 + (k_{ct} - 2) \eta_{ct}}; \quad k_{ct} = \frac{E_{ct} \varepsilon_{ct1}}{f_{ct}}; \quad \eta_{ct} = \frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_{ct1}}; \quad \varepsilon_{ct1} = \frac{2 \cdot f_{ct}}{E_{ct}} \end{array} \right. \quad (1)$$

где  $f_{ct} = 0,232 f_c^{2/3}$  – прочность бетона при растяжении.

В формуле (1) начальный модуль упругости бетона при растяжении  $E_{ct}$ , относительные деформации  $\varepsilon_{ct1}$  в пиковой точке диаграммы деформирования и предельная растяжимость бетона  $\varepsilon_{ctu}$  согласно<sup>14,15</sup> [21; 22] определяются

$$E_{ct} = \frac{10^7 \cdot f_{ct}}{750 + 81,55 \cdot f_{ct}}; \quad \varepsilon_{ctu} = \frac{K \cdot \varepsilon_{ct1}}{2}; \quad K = 6,4 + 0,1223 f_c. \quad (2)$$

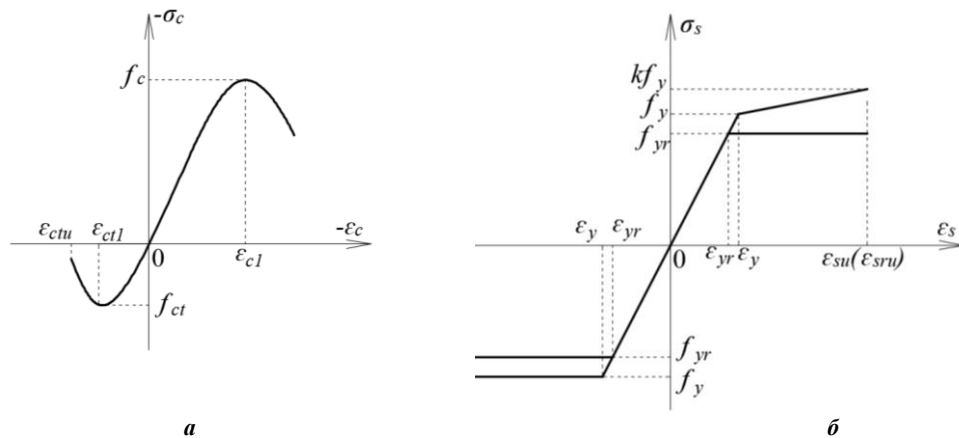
Идеализированная диаграмма деформирования гибкой стержневой и жесткой арматуры сопротивлением при сжатии и растяжении  $f_y$  ( $f_{yr}$ ) с начальным модулем упругости  $E_s$  ( $E_{sr}$ ), устанавливающая зависимость между напряжениями  $\sigma_s$  и относительными деформациями  $\varepsilon_s$ , принимается билинейной с ограничением относительных деформаций удлинения при растяжении и без ограничения при сжатии (рисунок 2, б).

При этом расчетная диаграмма деформирования для стержневой арматуры класса S500 при растяжении принимается согласно [24–26] с наклонным участком, определяемым показателем  $k = \sigma_s / f_y$ , зависящим от класса деформативности (пластичности) арматуры, а для стержневой арматуры из мягкой стали и жесткой арматуры – с горизонтальным участком (диаграмма Прандтля). Предельное значение относительной деформации растянутой гибкой и жесткой арматуры принимается  $\varepsilon_{su} = \varepsilon_{srn} = 0,025$ .

<sup>13</sup> CEB-FIB Model Code for Concrete Structures 2010. URL: <https://www.wiley.com/en-us/fib+Model+Code+for+Concrete+Structures+2010-p-9783433604083>.

<sup>14</sup> СП 5.03.01-2020 Бетонные и железобетонные конструкции // РУП «Стройтехнорм» М-ва архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь. – Минск, 2020. – 236 с.

<sup>15</sup> См. сноску 1.



*a* – диаграмма деформирования бетона; *б* – диаграмма деформирования гибкой и жесткой арматуры

Рисунок 2. – Диаграммы деформирования материалов сталежелезобетонных элементов

**Учет предварительного нагружения жесткой арматуры.** В процессе монтажа изгибаемые стальные прокатные или сварные профили жесткой арматуры испытывают воздействия не только собственного веса, но и веса опирающихся на них элементов, монолитного бетона, гибкой арматуры, монтажных нагрузок. Это вызывает появление начального НДС, параметры которого определяются на первой стадии расчета изгибаемого сталежелезобетонного элемента<sup>16</sup> [27].

Система уравнений равновесия и совместности деформаций для первой стадии расчета параметров НДС изгибаемого сталежелезобетонного элемента имеет вид:

$$\begin{cases} \int \sigma(\varepsilon(y))_I (y - y_0) b_I dy - M_{y,I} = 0 \\ \int \sigma(\varepsilon(y))_I b_I dy = 0 \\ \varepsilon(y)_I = 1/r_y (y - y_0) \end{cases}, \quad (3)$$

где  $\sigma(y)_I$ ,  $\varepsilon(y)_I$  – нормальные напряжения, относительные деформации на первой стадии расчета в элементарной площадке ( $b_I dy$ ) жесткой арматуры с координатой  $y$  от выбранной оси по высоте поперечного сечения;  $y_0$  – расстояние от выбранной оси до центра тяжести поперечного сечения жесткой арматуры;  $1/r_y$  – кривизна продольной оси сталежелезобетонного элемента в плоскости оси  $y$ .

Вычисление начальных параметров НДС в элементарных площадках жесткой арматуры сталежелезобетонного элемента выполняется итерационно при заданном усилии  $M_{y,I}$  от внешней нагрузки при монтаже. Критерием окончания процесса последовательных приближений является заданная точность решения уравнений (3) на смежных этапах.

**Учет усадки бетона при его твердении.** Для учета вынужденных усадочных деформаций при твердении монолитного бетона сталежелезобетонного элемента рассматривается поперечное сечение, состоящее из жесткой, гибкой арматуры и бетона.

При действии усадочных напряжений в жесткой и гибкой арматуре поперечного сечения появляются деформации сжатия, а в бетоне – деформации растяжения. При несимметричном поперечном сечении сталежелезобетонного элемента относительно горизонтальной оси, проходящей через его центр тяжести, на поле напряжений от усадки монолитного бетона накладывается поле вторичных напряжений от внецентренного приложения сжимающих усилий в бетоне относительно центра тяжести поперечного сечения жесткой и гибкой арматуры, что эквивалентно действию изгибающего момента.

Гипотеза плоских сечений для относительных деформаций всего поперечного сечения сталежелезобетонного элемента, состоящего из стального профиля (жесткая арматура) и железобетонной части (бетон и гибкая арматура), не выполняется, поскольку в стальном профиле уже имеются начальные относительные деформации от воздействия нагрузки в процессе монтажа. Принимаем гипотезу плоских сечений отдельно для относительных деформаций железобетонной части и для приращений относительных деформаций жесткой арматуры поперечного сечения сталежелезобетонного элемента. В этом случае относительные деформации элементарной площадки жесткой арматуры определяются как сумма относительных деформаций от нагрузок в процессе монтажа и относительных деформаций от усадки бетона. С учетом совместной работы жесткой арматуры и железобетонной части поперечного сечения разность относительных деформаций в каждой элементарной площадке жесткой арматуры будет равна относительной деформации, вычисленной на первой стадии расчета от действия изгибающего момента  $M_{y,I}$ .

<sup>16</sup> Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций. НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1988. – 120 с.

Система уравнений равновесия и совместности деформаций для расчета параметров НДС изгибаемого стале-железобетонного элемента с учетом вынужденных деформаций от усадки  $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$  бетона имеет вид:

$$\begin{cases} \int \sigma(\varepsilon(y)_{II})(y - y_{0c})b_i dy - M_{y,I} = 0 \\ \int \sigma(\varepsilon(y)_{II})b_i dy = 0 \\ \varepsilon(y)_{II} = \varepsilon(y)_I + 1/r_{ycII}(y - y_{0c}) + \varepsilon_{z\varepsilon} + \varepsilon_{cs}(t, t_s) \end{cases}, \quad (4)$$

где  $\sigma(y)_{II}$ ,  $\varepsilon(y)_{II}$  – нормальные напряжения, относительные деформации на второй стадии расчета в элементарной площадке ( $b_i dy$ ) бетона, жесткой или гибкой арматуры с координатой  $y$ ;

$y_{0c}$  – расстояние от выбранной оси до центра тяжести поперечного сечения сталежелезобетонного элемента;

$1/r_{yc}$  – кривизна продольной оси сталежелезобетонного элемента в плоскости оси  $y$ ;

$\varepsilon_{z\varepsilon}$  – относительная деформация от действия усилия усадки бетона, соответствующая его центральному приложению.

В поперечном сечении сталежелезобетонного элемента вынужденные деформации усадки бетона сдерживаются жесткой и гибкой арматурой, в результате чего в жесткой и гибкой арматуре и в бетоне возникают усилия, которые находятся в равновесии. Исходя из этого,

$$\varepsilon_{z\varepsilon} = \frac{\int \sigma_c(y)_{II} A_c}{\int E_{sr}(y) A_{sr} + \int E_s(y) A_s}, \quad (5)$$

где  $\sigma_c(y)_{II}$  – нормальные напряжения в элементарных площадках бетона с координатой  $y$  на второй стадии расчета;

$E_{sr}$  и  $E_s$  – модуль деформации стали соответственно жесткой и гибкой арматуры;

$A_{sr}$  и  $A_s$  – площадь поперечного сечения элементарной площадки соответственно жесткой и гибкой арматуры.

Решение системы уравнений (4) выполняется до равновесного состояния по усилиям относительно центра тяжести поперечного сечения сталежелезобетонного элемента. Вычисленные на второй стадии расчета параметры НДС сталежелезобетонного элемента будут являться начальными при последующем его нагружении.

**Учет кратковременного статического нагружения.** При последующем кратковременном статическом нагружении и соблюдении гипотезы плоских сечений при действии изгибающего момента ( $M_{y,I} + M_{y,III}$ ) от внешней нагрузки система уравнений равновесия и совместности деформаций на третьей стадии расчета имеет вид:

$$\begin{cases} \int \sigma(\varepsilon(y)_{III})(y - y_{0c})b_i dy - (M_{y,I} + M_{y,III}) = 0 \\ \int \sigma(\varepsilon(y)_{III})b_i dy = 0 \\ \varepsilon(y)_{III} = \varepsilon(y)_{II} + 1/r_{ycIII}(y - y_{0c}) \end{cases}, \quad (6)$$

где  $\sigma(y)_{III}$ ,  $\varepsilon(y)_{III}$  – нормальные напряжения, относительные деформации на третьей стадии расчета в элементарной площадке бетона, жесткой или гибкой арматуры с координатой  $y$ ;

$1/r_{ycIII}$  – кривизна продольной оси сталежелезобетонного элемента в плоскости оси  $y$ .

При решении системы уравнений (4) или (6) достижение относительными деформациями бетона элементарной площадки при растяжении  $\varepsilon_c(y)$  предельных значений  $\varepsilon_{cm}$  свидетельствует об образовании трещины. В дальнейших расчетах осевая жесткость этой элементарной площадки принимается равной нулю.

Критерием разрушения изгибаемого сталежелезобетонного элемента принят максимальный изгибающий момент от внешних воздействий, который способен воспринять элемент. Максимальное значение изгибающего момента ( $M_{y,I} + M_{y,III}$ ), при котором процесс последовательных приближений сходится (соблюдаются условия равновесия и условие совместности деформаций (6)), соответствует прочности сталежелезобетонного элемента. Преимуществом названного критерия разрушения является отсутствие необходимости нормирования предельной сжимаемости бетона и учет высокой степени перераспределения усилий в поперечном сечении сталежелезобетонного элемента. Критерием разрушения жесткой и гибкой арматуры при растяжении принимается достижение предельных относительных деформаций при разрыве.

**Учет ползучести бетона при длительном нагружении.** Ползучесть бетона, так же, как и усадка, связана с его структурой, процессами твердения цементного камня, капиллярными явлениями. В отличие от деформации усадки, которая может происходить без силового воздействия, деформации ползучести происходят под воздействием усилий от внешней нагрузки, что связано с перераспределением давления с текучей гелевой структуры на кристаллические сростки и зерна заполнителя. При этом происходит перемещение избыточной воды в капиллярах и микропорах. Деформации ползучести бетона, так же, как и его усадки, изменяют НДС сталежелезобетонного элемента во времени. Жесткая и гибкая арматура вследствие ее сцепления с бетоном становится внутренней связью, которая препятствует развитию деформаций ползучести и является источником возникающих в них дополнительных усилий. Усадка бетона при его твердении всегда вызывает деформации укорочения, ползучесть бетона вызывает при действии растягивающих напряжений деформации удлинения, а при действии сжимающих напряжений – деформации

укорочения [15; 16; 28]. На проявление деформаций ползучести бетона кроме его состава влияет скорость нагружения [29], градиенты напряжений и деформаций [14], а также другие факторы.

Нелинейный расчет изгибаемых сталежелезобетонных элементов позволяет учесть деформации ползучести посредством применения аппроксимации диаграмм-изохрон деформирования бетона при длительном действии нагрузки. Для этого используют известные феноменологические теории ползучести, полученные на основе экспериментальных данных при простейших режимах нагружения и последующих обобщений, исходя из принятых гипотез<sup>17</sup> [22; 23; 30; 31]. Основное допущение для получения диаграммы-изохроны бетона предполагает, что полные относительные деформации бетона складываются из упругих деформаций, возникающих при кратковременном приложении нагрузки, и деформаций ползучести, развивающихся при длительном действии нагрузки.

Известные в настоящее время теории ползучести отличаются, в основном, способом перехода от деформаций ползучести при простейших режимах нагружения к деформациям ползучести при любых режимах нагружения. По виду зависимостей как между напряжениями и упругими деформациями, так и между напряжениями и деформациями ползучести различают линейную и нелинейную теории ползучести. Область линейной зависимости, как правило, ограничивается напряжениями в бетоне  $\sigma_c \leq (0,4 \dots 0,5) f_{cm}(t_0)$ .

Относительные деформации ползучести бетона  $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$  с начальным модулем упругости  $E_c$  сталежелезобетонных элементов в момент времени  $t$  при постоянных напряжениях  $\sigma_c$ , приложенных в возрасте бетона  $t_0$ , определяются по формуле<sup>18</sup>:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot \frac{\sigma_c}{E_c}, \quad (7)$$

где коэффициент ползучести бетона  $\varphi(t, t_0)$  (соотношение относительных деформаций ползучести и относительных упругих деформаций при нормальном напряжении  $\sigma_c \leq 0,4 f_{cm}(t_0)$ ) определяют по формуле:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{bc}(t, t_0) + \varphi_{dc}(t, t_0), \quad (8)$$

где  $\varphi_{bc}(t, t_0)$  – базовый коэффициент ползучести;

$\varphi_{dc}(t, t_0)$  – коэффициент ползучести высыхания;

$t$  – возраст бетона в рассматриваемый момент времени, сут.;

$t_0$  – модифицированный в зависимости от температуры среды и класса прочности цемента возраст бетона в момент нагружения, сут.

В случае высоких уровней сжимающих напряжений бетона ( $0,4 f_{cm}(t_0) < \sigma_c < 0,6 f_{cm}(t_0)$ ) вычисляют модифицированный коэффициент нелинейной ползучести  $\varphi_\sigma(t, t_0)$  по формуле

$$\varphi_\sigma(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \exp \left[ 1,5 \cdot \left( \frac{|\sigma_c|}{f_{cm}(t_0)} - 0,4 \right) \right]. \quad (9)$$

Эффективный модуль деформаций бетона  $E_{c,eff}(t, t_0)$  в момент времени  $t$  при действии напряжения  $\sigma_c \leq 0,4 f_{cm}(t_0)$  вычисляется по формуле

$$E_{c,eff}(t, t_0) = E_{cm} / [1 + \varphi(t, t_0)]. \quad (10)$$

Полученные по (10) значения эффективного модуля деформаций бетона при разных уровнях нормальных напряжений в момент времени  $t$  можно аппроксимировать кривой, которая будет являться диаграммой-изохроной в заданный момент времени. Кроме того, диаграмму-изохрону можно получить, суммируя относительные деформации ползучести бетона, вычисленные по формуле (7), с упругими относительными деформациями бетона при разных уровнях напряжения в момент времени  $t$ . Полученные таким образом диаграммы деформирования бетона при длительном действии внешней нагрузки применяют в расчете НДС изгибаемого сталежелезобетонного элемента в системе уравнений (6).

**Применение нелинейного метода расчета.** Предлагаемый нелинейный метод расчета поперечного сечения рассмотрим применительно к расчету сталежелезобетонных балок (примеры расчета приложений А–В ТКП 45-5.03-16-2005) при действии статических кратковременной и длительной нагрузок.

*Сталежелезобетонная балка № 1* междуэтажного перекрытия пролетом 12 м, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой, состоит из жесткого стального сварного двутаврового профиля из стали С255 ( $E_{st} = 2,06 \cdot 10^5$  МПа; верхний пояс и стенка –  $f_{yr} = 240$  МПа; нижний пояс –  $f_{yr} = 230$  МПа). Настил перекрытия принят из сборных железобетонных ребристых плит из бетона класса С<sub>30/37</sub> ( $E_{cm} = 37\,000 \cdot 0,9 = 33\,300$  МПа,  $f_c = 20$  МПа). Бетон замоноличивания класса С<sub>20/25</sub> ( $E_{cm} = 32\,000$  МПа,  $f_c = 11,11$  МПа). Для расчета влияния усадки бетона замоноличивания на параметры НДС сталежелезобетонной балки принимаем относительные усадочные деформации  $\varepsilon_{cs}(t, t_s) = 0,00025$ .

<sup>17</sup> См. сноски 14, 15.

<sup>18</sup> См. сноску 15.

Максимальный изгибающий момент от нагрузок на первой стадии работы конструкции (стадия возведения):  $M_{Sd,I}=667,8$  кН·м; его нормативное значение  $M_{Sn,I}=610,2$  кН·м. Максимальный изгибающий момент от суммарных нагрузок после замоноличивания бетоном:  $M_{Sd,II}=5149,8$  кН·м;  $M_{Sn,II}=4482$  кН·м.

Для расчета влияния ползучести бетона сборных плит перекрытий и бетона замоноличивания в примере принимается соотношение: 40% – длительно действующая нагрузка ( $M_{St}=1793$  кН·м), 60% – кратковременная ( $M_{Ss}=2689$  кН·м). При этом эффективные модули упругости приняты равными  $E_{c,eff}=10\,667$  МПа для бетона замоноличивания и  $E_{c,eff}=11\,100$  МПа для бетона сборных железобетонных плит.

Поперечное сечение рассматриваемой сталежелезобетонной балки с размерами приведено на рисунке 3.

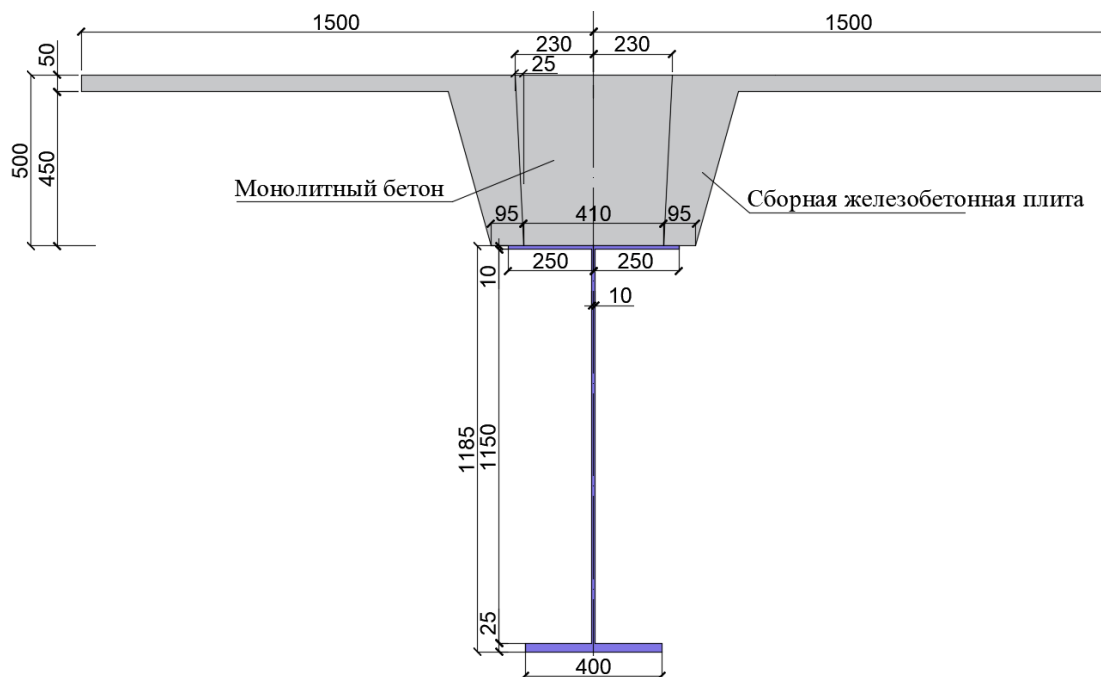


Рисунок 3. – Поперечное сечение сталежелезобетонной балки № 1

Результаты расчета балки в виде стального сварного двутавра на первой стадии ее работы по предлагаемой методике приведены на рисунке 4.

Деформации усадки бетона замоноличивания при совместной работе со стальным профилем и бетоном сборных плит оказывают на них влияние. В стальном профиле увеличиваются нормальные напряжения: сжимающие – в верхней полке на 7,15 МПа, растягивающие – в нижней полке на 24,82 МПа. В бетоне сборных плит появляются сжимающие нормальные напряжения 3,43 МПа, в то время как бетон замоноличивания испытывает растягивающие напряжения 1,924 МПа при относительных деформациях  $1,47 \cdot 10^{-4}$ , которые не превышают предельного значения (трещины нормального отрыва вследствие усадки в бетоне замоноличивания не образуются). В результате действия вынужденных деформаций усадки бетона замоноличивания увеличилась кривизна сталежелезобетонной балки на  $(1/r)_{ad}=2,692 \cdot 10^{-7} \text{ м}^{-1}$ .

Результаты расчета сталежелезобетонной балки № 1 при действии вынужденных деформаций усадки бетона замоноличивания при его твердении  $\varepsilon_{cs}(t, t_s) = 0,00025$  приведены на рисунке 5.

Расчет сталежелезобетонной балки на третьей стадии при действии изгибающего момента от нормативного значения кратковременной нагрузки  $M_{Sn,II}=4482$  кН·м с учетом воздействия усадки бетона замоноличивания производится для проверки соответствия требованиям второй группы предельных состояний. Результаты расчета показывают: кривизна сталежелезобетонной балки составляет  $(1/r)_c=2,692 \cdot 10^{-7} \text{ м}^{-1}$ , что при равномерно распределенной нагрузке соответствует прогибу в середине пролета  $a=18,3$  мм, что меньше предельного  $a_{lim}=12000/250=48$  мм. Все бетонные элементы испытывают сжатие, трещины нормального отрыва не образуются ( $M_{Sn,II}=4390$  кН·м <  $M_{cr}=5689,5$  кН·м).

Вычисление параметров НДС сталежелезобетонной балки в предельном состоянии по прочности показывает, что разрушение балки начинается с растянутой зоны стального профиля с последующим переходом нормальных напряжений бетона сборных плит и бетона замоноличивания на нисходящую ветвь своих диаграмм деформирования.

Расчетный предельный изгибающий момент, соответствующий прочности нормального сечения сталежелезобетонной балки № 1, равен  $M_u=6517$  кН·м при прогибе  $a=86$  мм. В предельной стадии в бетоне замоноличивания и сборных плитах в растянутой зоне появляются трещины нормального отрыва.

Результаты расчета сталежелезобетонной балки в предельном состоянии приведены на рисунке 6.

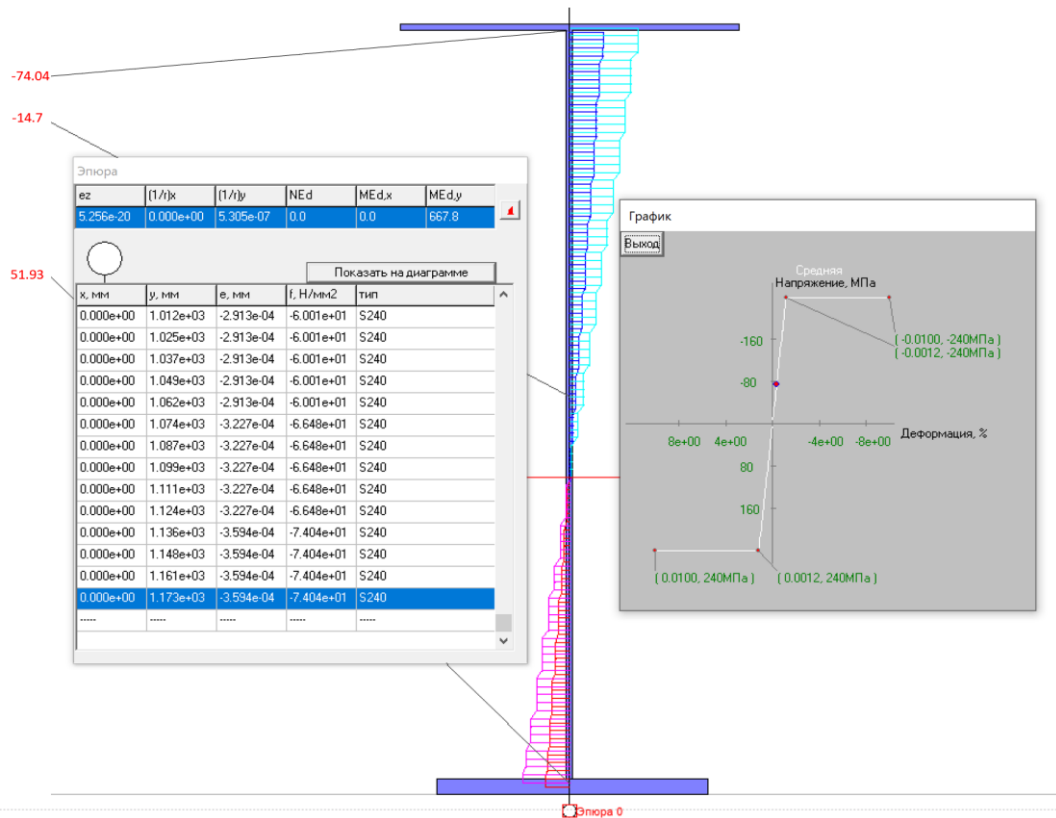


Рисунок 4. – Результаты расчета балки в виде стального сварного двутавра на первой стадии работы сталежелезобетонной балки № 1 при  $M_{Sd,T}=667,8$  кН·м (цифры слева от поперечного сечения – нормальные напряжения в МПа)

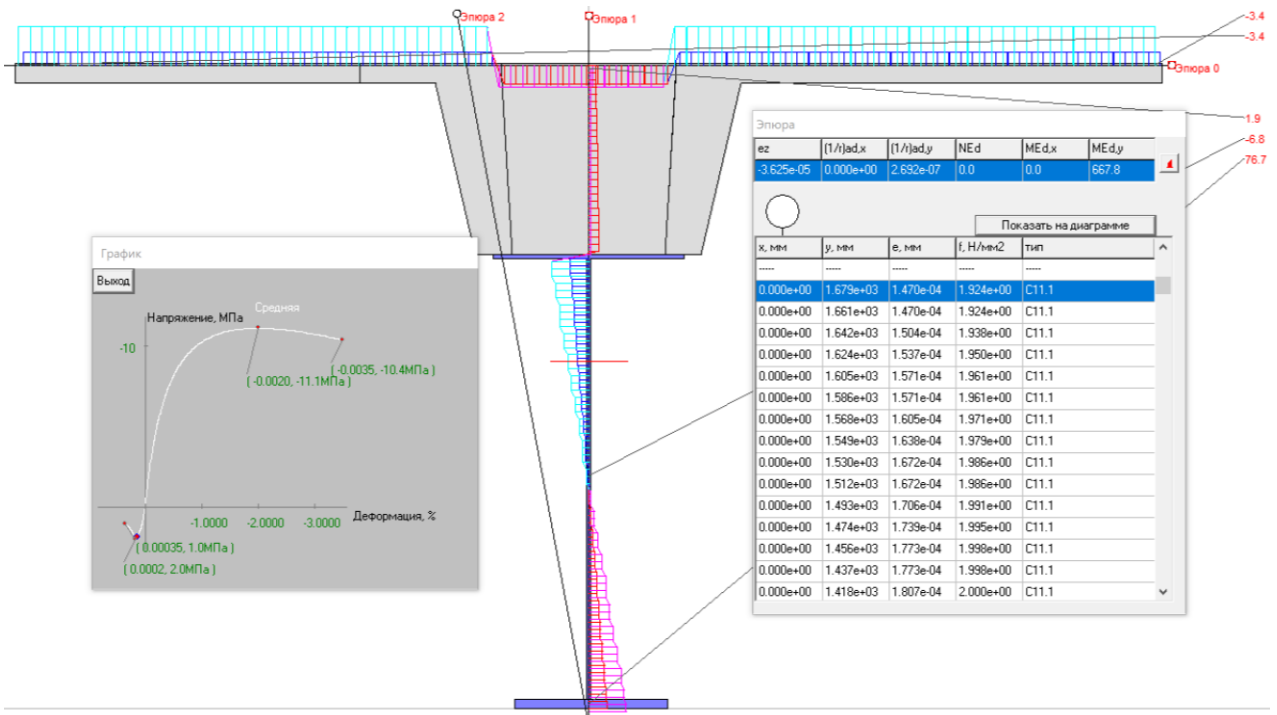


Рисунок 5. – Результаты расчета распределения относительных деформаций и нормальных напряжений по поперечному сечению сталежелезобетонной балки № 1 при действии изгибающего момента  $M_{Sd,T}=667,8$  кН·м и вынужденных деформаций усадки бетона замоноличивания (цифры справа от поперечного сечения – нормальные напряжения в МПа)



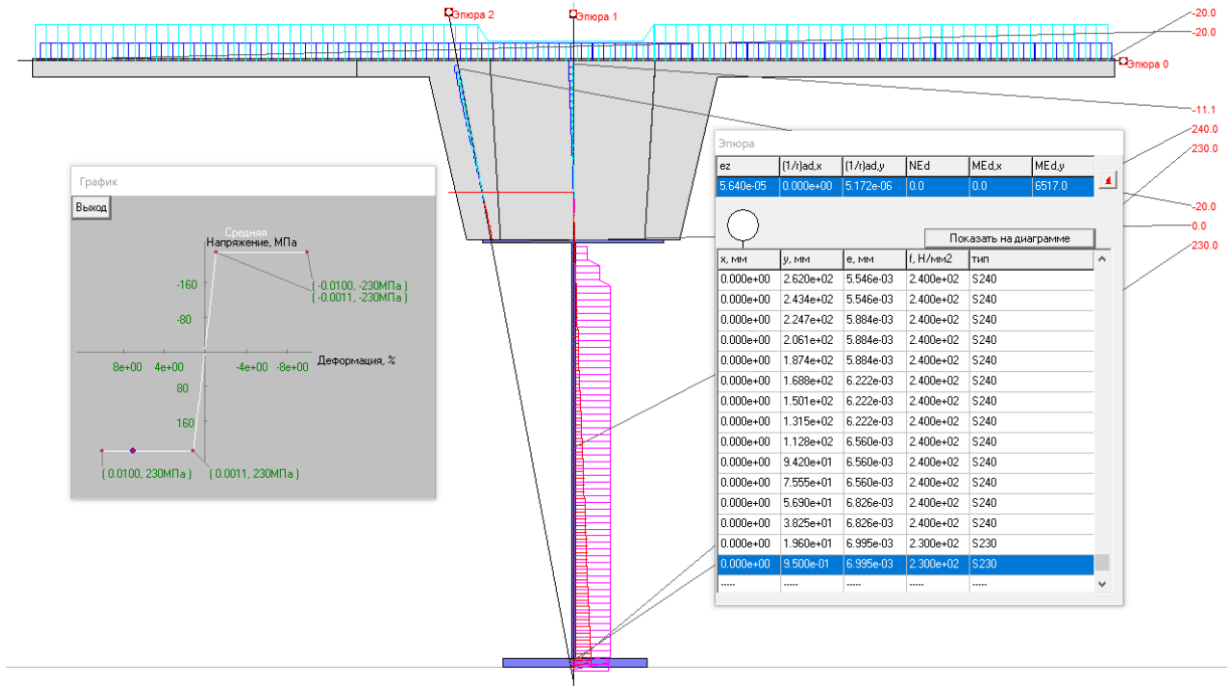


Рисунок 6. – Результаты расчета распределения относительных деформаций и нормальных напряжений по поперечному сечению сталежелезобетонной балки № 1 при действии предельного изгибающего момента  $M_u=6517$  кН·м (цифры справа от поперечного сечения – нормальные напряжения в МПа)

Учет деформаций ползучести бетона сборных плит и бетона замоноличивания изменяет параметры напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонной балки. Так, при воздействии изгибающего момента  $M_{Sl}+M_{Ss}=1793+2689=4482$  кНм увеличивается прогиб балки на 7,5 мм (25,8–18,3), изменяются в сторону увеличения напряжения в стальном профиле, перераспределяются усилия между сборным бетоном и бетоном замоноличивания. Расчетный предельный изгибающий момент сталежелезобетонной балки № 1 с учетом воздействия усадки бетона замоноличивания и ползучести бетонов равен  $M_u=6356$  кН·м при прогибе  $a=98,7$  мм. Результаты расчета сталежелезобетонной балки № 1 с учетом деформаций ползучести бетона при действии изгибающего момента  $M_{Sl}+M_{Ss}=4482$  кНм приведены на рисунке 7.

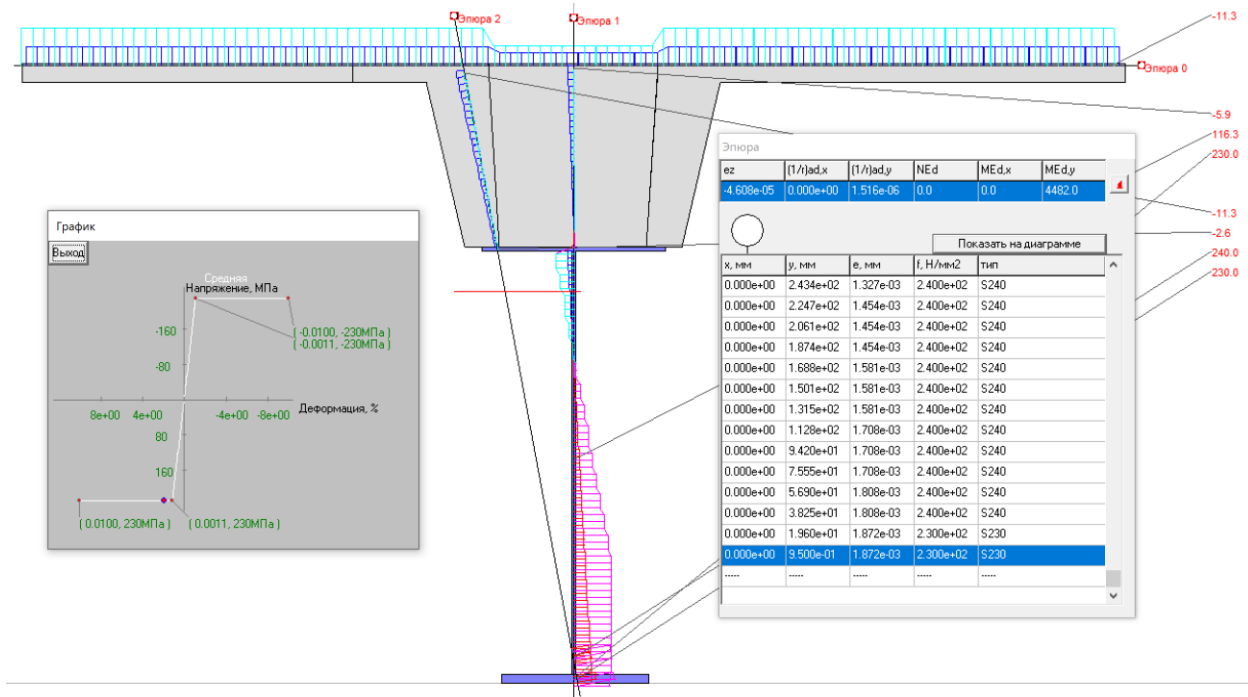


Рисунок 7. – Результаты расчета распределения относительных деформаций и нормальных напряжений по поперечному сечению сталежелезобетонной балки № 1 при действии изгибающего момента  $M_{Sl}+M_{Ss}=4482$  кНм (цифры справа от поперечного сечения – нормальные напряжения в МПа)

Сталежелезобетонная балка № 2 с меньшей строительной высотой междуэтажного перекрытия пролетом 12 м, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой, состоит из жесткого стального сварного двутаврового профиля с продольным ребром и верхней бетонной части (рисунок 8). Профиль и продольное ребро выполнены из стали С255 за исключением нижнего пояса, для которого использована сталь С345 ( $E_{sr}=2,06 \cdot 10^5$  МПа; верхний пояс, стенка и продольное ребро –  $f_{yr}=240$  МПа; нижний пояс –  $f_{yr}=300$  МПа). Физико-механические характеристики бетона сборных железобетонных ребристых и бетона замоноличивания аналогичны сталежелезобетонной балке № 1. Максимальный изгибающий момент от нагрузок на первой стадии работы конструкции (стадия возведения)  $M_{Sd,I}=738,7$  кН·м; его нормативное значение принимаем в том же соотношении, что и для балки № 1:  $M_{Sn,I}=675$  кН·м. Максимальный изгибающий момент от суммарных нагрузок после замоноличивания бетоном  $M_{Sd,II}=2218,5$  кН·м; аналогично  $M_{Sn,II}=2030$  кН·м.

Для расчета влияния ползучести бетона сборных плит перекрытий и бетона замоноличивания принимаем всю нагрузку длительно действующей ( $M_{Sl}=2030$  кН·м). Эффективные модули упругости для бетона замоноличивания и сборных железобетонных плит  $E_{c,eff}$  – аналогично балке № 1.

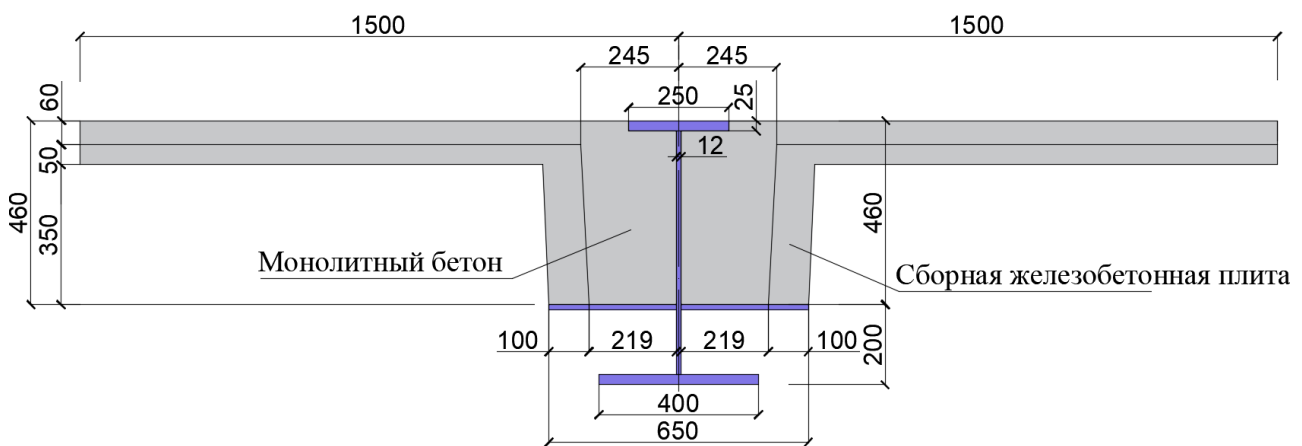


Рисунок 8. – Поперечное сечение сталежелезобетонной балки № 2

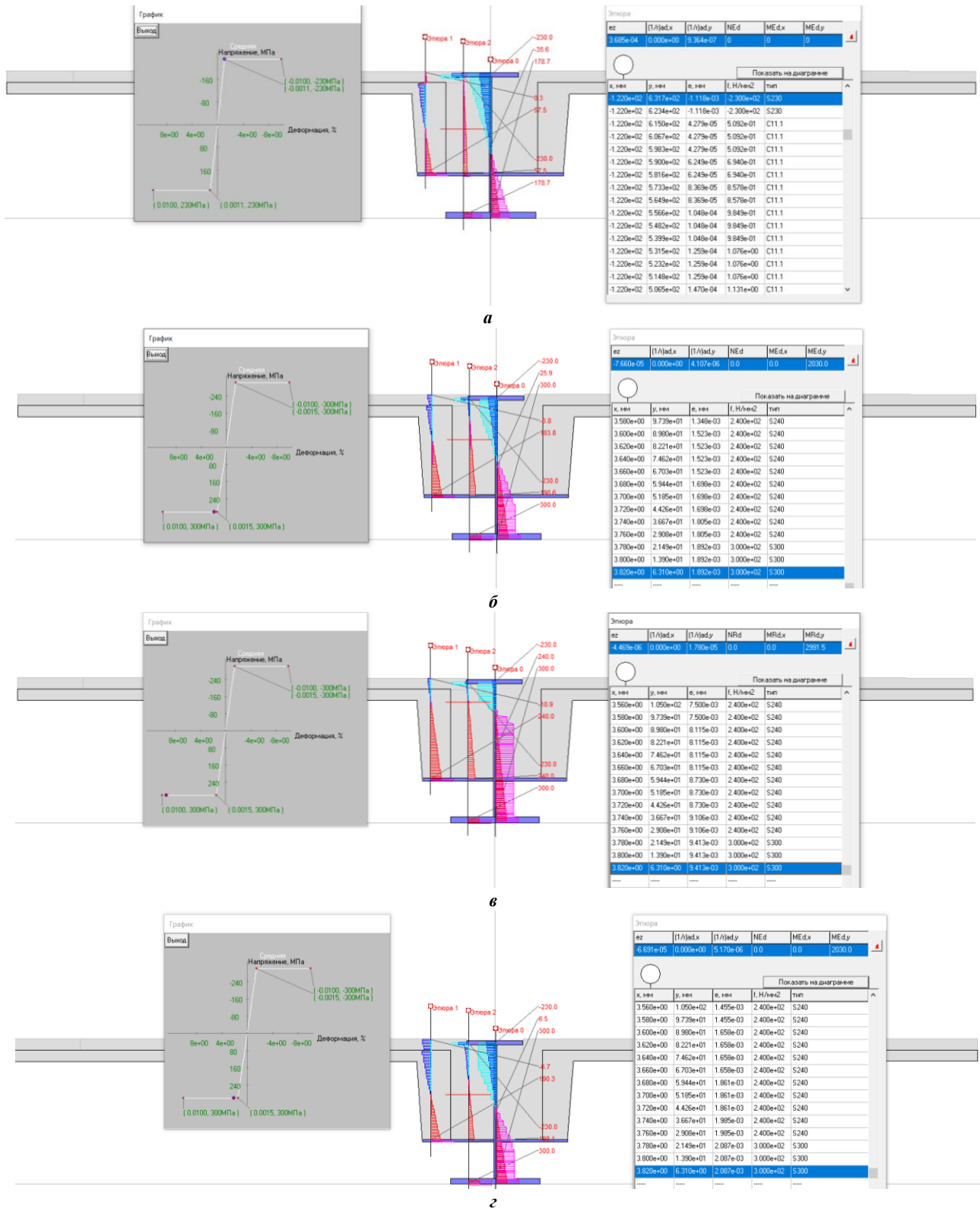
Аналогичные нелинейные расчеты по предлагаемой методике выполнены для сталежелезобетонной балки № 2 с пониженной строительной высотой междуэтажного перекрытия. Результаты расчетов приведены далее на рисунке 9.

В сталежелезобетонной балке № 2 доля бетона замоноличивания в общей площади поперечного сечения балки больше и центр его тяжести по отношению к стальному профилю расположен с меньшим эксцентриситетом, что вызывает более равномерные дополнительные деформации сжатия от усадки бетона замоноличивания. При этом из-за уменьшения изгибной жесткости стального профиля (высота поперечного сечения 660 мм по сравнению с профилем балки № 1 высотой 1185 мм) при прочих сопоставимых размерах поперечного сечения и характеристиках стали вынужденные деформации усадки бетона замоноличивания оказывают более существенное влияние на деформации балки при изгибе (прогиб балки увеличился на  $61,9 - 33,9 = 28$  мм по сравнению с балкой № 1, у которой увеличение прогиба составило  $12 - 7,96 = 4,04$  мм). Напряжения в стальном профиле увеличиваются: сжимающие – в верхнем поясе на  $230 - 184,2 = 45,8$  МПа (на 7,15 МПа – в балке № 1), растягивающие – в нижней полке на  $178,3 - 105,3 = 73$  МПа (на 24,82 МПа – в балке № 1).

Расчет сталежелезобетонной балки на третьей стадии расчета при действии изгибающего момента от нормативного значения кратковременной нагрузки  $M_{Sn,II}=2030$  кН·м с учетом вынужденных деформаций усадки бетона замоноличивания показывает, что при равномерно распределенной нагрузке прогиб балки в середине пролета  $a=95,5$  мм, что больше предельного  $a_{lim}=12000/250=48$  мм. Все бетонные элементы испытывают изгиб (имеется сжатая и растянутая зоны), образуются трещины нормального отрыва ( $M_{Sn,II}=2030$  кН·м  $>$   $M_{cr}=1289$  кН·м).

Расчетный предельный изгибающий момент, соответствующий прочности нормального сечения сталежелезобетонной балки № 2, равен  $M_u=2988,7$  кН·м при прогибе  $a=179,4$  мм.

Деформации ползучести бетона сборных плит и бетона замоноличивания, аналогично балке № 1, влияют на параметры НДС балки № 2. При воздействии изгибающего момента  $M_{Sl}+M_{Ss}=2030$  кН·м в результате учета деформаций ползучести увеличивается прогиб балки на  $111,4 - 95,5 = 15,9$  мм, увеличиваются также нормальные напряжения в стальном профиле, перераспределяются усилия между сборным бетоном и бетоном замоноличивания.



**а** –  $M_{Sd,I}=738,7$  кН·м; **б** –  $M_{Sd,II}=2030$  кН·м; **в** –  $M_u=2988,7$  кН·м; **г** –  $M_{SI}+M_{Ss}=2030$  кН·м с учетом деформаций ползучести бетона

**Рисунок 9.** – Результаты расчета распределения относительных деформаций и нормальных напряжений по поперечному сечению сталежелезобетонной балки № 2 при действии деформаций усадки бетона замоноличивания  $\epsilon_{cs}(t, t_s) = 0,00025$  и изгибающего момента (цифры справа от поперечного сечения – нормальные напряжения в МПа)

Результаты проведенных нелинейных расчетов сталежелезобетонных балок по предлагаемой методике и методике ТКП 45-5.03-16-2005 представлены в таблице 1.

Таблица 1. – Параметры напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных балок

Стадия расчета	Параметр НДС	Балка № 1		Балка № 2	
		ТКП 45-5.03-16	Предлагаемая методика	ТКП45-5.03-16	Предлагаемая методика
I стадия $M_{SdI}$	$(1/r)(m^{-1})/a$ (мм)	-	$5,305 \cdot 10^{-7}/7,96$	-	$22,6 \cdot 10^{-7}/33,9$
	$\sigma_s$ (МПа) / $\varepsilon_s$ в верхнем поясе	-76,7/0,000372	-74,04/0,000359	-	-184,2/0,000894
	$\sigma_s$ (МПа) / $\varepsilon_s$ в нижнем поясе	53,7/0,000261	51,93/0,000252	-	105,3/0,000511
II стадия (усадка бетона) $M_{SdI}$	$(1/r)(m^{-1})/a$ (мм)	-	$7,997 \cdot 10^{-7}/12$	-	$41,3 \cdot 10^{-7}/61,9$
	$\sigma_s$ (МПа) / $\varepsilon_s$ в верхнем поясе	-	-81,19/0,000394	-	-230/0,001119
	$\sigma_s$ (МПа) / $\varepsilon_s$ в нижнем поясе	-	76,75/0,000373	-	178,3/0,000867
	$\sigma_c$ (МПа) / $\varepsilon_s$ в сборном бетоне	-	-3,43/0,000103	-	-5,73/0,000185
	$\sigma_c$ (МПа) / $\varepsilon_s$ в монолитном бетоне	-	1,92/0,000147	-	2,66/0,000208
III стадия (кратковр. нагрузка) $M_{SdII}$	$(1/r)(m^{-1})/a$ (мм)	-	$12,18 \cdot 10^{-7}/18,3$	-	$63,69 \cdot 10^{-7}/95,5$
	$\sigma_s$ (МПа) / $\varepsilon_s$ в верхнем поясе	-	-70,85/0,000344	-	-230/0,00148
	$\sigma_s$ (МПа) / $\varepsilon_s$ в нижнем поясе	-	218,2/0,001059	-	300/0,001892
	$\sigma_c$ (МПа) / $\varepsilon_s$ в сборном бетоне	-	-9,11/0,000333	-	-11,3/0,000452
	$\sigma_c$ (МПа) / $\varepsilon_s$ в монолитном бетоне	-	-6,62/0,000333	-	-6,84/0,000353
III стадия (кратковр. нагрузка, предельная)	$(1/r)(m^{-1})/a$ (мм)	-	$57,3 \cdot 10^{-7}/83$	-	$119,6 \cdot 10^{-7}/179,4$
	$\sigma_s$ (МПа) / $\varepsilon_s$ в верхнем поясе	65/-	86,79/0,000421	218,4/-	-230/0,00297
	$\sigma_s$ (МПа) / $\varepsilon_s$ в нижнем поясе	251/-	230/0,007	265,4/-	300/0,00995
	$\sigma_c$ (МПа) / $\varepsilon_s$ в сборном бетоне	-7,1/0,0006	-19,95/0,000184	-5,886/0,0004	-14,12/0,000653
	$\sigma_c$ (МПа) / $\varepsilon_s$ в монолитном бетоне	-7,1/0,0006	-11,09/0,000184	-5,886/0,0004	-10,4/0,00108
IV стадия (ползучесть бетона) ( $M_{SII}+M_{Ss}$ )	$(1/r)(m^{-1})/a$ (мм)	-	$17,24 \cdot 10^{-7}/25,8$	-	$74,32 \cdot 10^{-7}/111,4$
	$\sigma_s$ (МПа) / $\varepsilon_s$ в верхнем поясе	-89,1/-	-123,7/0,000601	-	-230/0,00184
	$\sigma_s$ (МПа) / $\varepsilon_s$ в нижнем поясе	256,4/-	230/0,00187	-	300/0,00209
	$\sigma_c$ (МПа) / $\varepsilon_s$ в сборном бетоне	-6,72/-	-11,33/0,000854	-	-10,33/0,00077
	$\sigma_c$ (МПа) / $\varepsilon_s$ в монолитном бетоне	-6,72/-	-5,88/0,000604	-	-6,7/0,000715

**Заключение.** На примере изгибаемых сталежелезобетонных элементов продемонстрирована применимость предлагаемого нелинейного метода расчета для вычисления параметров их НДС. Преимуществом данного метода является ясный физический смысл деформирования сталежелезобетонных элементов на различных стадиях работы под нагрузкой по сравнению с линейным расчетом по приведенному поперечному сечению.

Предлагаемая методика расчета основана на использовании диаграмм деформирования материалов и допущении о линейном распределении средних относительных деформаций жесткой арматуры, сборного и монолитного железобетона по поперечному сечению и позволяет учесть стадийность работы под нагрузкой изгибаемых сталежелезобетонных элементов, вынужденные усадочные деформации при твердении монолитного бетона, деформации ползучести бетона сборных элементов и монолитного бетона. Учет при вычислении параметров НДС усадки и ползучести бетона, увеличивающих деформативность изгибаемых сталежелезобетонных элементов, позволяет повысить надежность проектных решений.

Критерий вычисления изгибающего момента, соответствующего прочности изгибаемого элемента, не требующий нормирования предельной сжимаемости бетона, позволяет учитывать высокую степень перераспределения усилий в поперечном сечении сталежелезобетонного элемента с жесткой арматурой из мягкой стали при использовании диаграммы деформирования бетона без введения ограничений на протяженность нисходящей ветви.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Тамразян А.Г., Лолейт А.Ф. История развития теории железобетона: биографический очерк. – М.: МГСУ, 2018. – 184 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.
3. Кибирева Ю.А., Астафьева Н.С. Применение конструкций из сталежелезобетона // Экология и стр.-во. – 2018. – № 2. – С. 27–34. DOI: 10.24411/2413-8452-2018-10004.
4. Виноградова Н.А., Швец Г.А. Исследования сталежелезобетонных изгибаемых конструкций (обзор) // Вестн. инженер. школы ДВФУ. – 2020. – № 1(42). – С. 115–127.
5. Расчет сталежелезобетонной колонны высотного дома на косое внецентренное сжатие / М.А. Десяткин, Д.В. Конин, А.С. Мартиросян и др. // Жилищное стр.-во. – 2015. – № 5. – С. 92–95.
6. Тонких Г.П., Чесноков Д.А. Экспериментальное исследование сдвигового соединения монолитных сталежелезобетонных перекрытий на угловых анкерных упорах // Вестн. МГСУ. – 2021. – № 2. – С. 144–152. DOI: 10.22227/1997-0935.2021.2.144-152.
7. Васильев А.П. Железобетон с жесткой арматурой / Нар. ком. по строительству. Техн. упр. Центр. науч.-исслед. инст. промышленных сооружений – ЦНИПС. – М.; Л.: Гос. изд. строит. лит., 1941. – 123 с.
8. Мухамедиев Т.А., Старчикова О.И. Расчет прочности сталежелезобетонных колонн с использованием деформационной модели // Бетон и железобетон. – 2006. – № 4(541). – С. 18–20.
9. Карпенко Н.И., Соколов Б.С., Радайкин О.В. К расчету прочности, жесткости и трещиностойкости внецентренно сжатых железобетонных элементов с применением нелинейной деформационной модели // Изв. Казан. гос. архитектур.-строит. ун-та. – 2013. – № 4(26). – С. 113.
10. Кудинов О.В. Новый подход к оценке прочности сталежелезобетонных перекрытий // Бетон и железобетон. – 2010. – № 2(563). – С. 14–16.
11. Арленинов П.Д., Крылов С.Б. Современное состояние нелинейных расчетов железобетонных конструкций // Сейсмостойкое стр.-во. Безопасность сооружений. – 2017. – № 3. – С. 50–53.
12. Gholamhoseini A., Gilbert R.I., Bradford M. Long-Term Behavior of Continuous Composite Concrete Slabs with Steel Decking // ACI Structural Journal. – 2018. – Vol. 115(2). – P. 439–449. DOI: 10.14359/51701133.
13. Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А., Петров А.Н. Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры // Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций: сб. науч. тр. НИИЖБ Госстроя СССР / Под ред. С.М. Крылова и Т.А. Мухамедиева. – М.: НИИЖБ, 1986. – С. 7–25.
14. Бондаренко В.М., Бондаренко С.В. Инженерные методы нелинейной теории железобетона. – М.: Стройиздат, 1982. – 287 с.
15. Учет ползучести и усадки бетона по СП 5.03.01-2020 при расчете железобетонных конструкций на основе деформационной расчетной модели / Д.Н. Лазовский, В.В. Тур, Д.О. Глухов и др. // Вестн. Брест. гос. техн. ун-та. – 2021. – № 2(125). – С. 7–12. DOI: 10.36773/1818-1212-2021-125-2.
16. Лазовский Д.Н. Усиление железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений. – Новополоцк: Полоц. гос. ун-т, 1998. – 240 с.
17. Мурашев В.Н., Сигалов Э.Е., Байков В.Н. Железобетонные конструкции. Общий курс. – М.: Гос. изд-во лит. по стр.-ву, архитектуре и строит. материалам, 1962. – 659 с.
18. Немировский Я.М. Жесткость изгибаемых железобетонных элементов при кратковременном и длительном нагружении // Бетон и железобетон. – 1955. – № 5. – С. 172–176.
19. Немировский Я.М. Исследование напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов с учетом работы растянутого бетона над трещиной и пересмотр на этой основе теории расчета деформаций и раскрытия трещин // Прочность и жесткость железобетонных конструкций. – М.: [б.и.], 1968. – С. 47–54.
20. Берг О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. – М.: Госстройиздат, 1962. – 96 с.
21. Мухамедиев Т.А., Нугужина Г.С. Учет деформаций ползучести на основе диаграмм-изохрон в расчетах стержневых железобетонных элементов // Инженерные проблемы современного железобетона. – Иваново: ИИСИ, 1995. – С. 247–252.
22. Мухамедиев Т.А., Сапожников М.А. Расчет стержневых элементов и систем из них с учетом режимов кратковременных нагружений // Новые экспериментальные исследования и методы расчета железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ, 1989. – С. 119–128.
23. Берг О.Я., Щербаков Е.Н., Писанко Г.Н. Высокопрочный бетон. – М.: Стройиздат, 1971. – 208 с.
24. Тур В.В., Рак Н.А. Прочность и деформации бетона в расчетах конструкций. – Брест, 2003. – 252 с.
25. Bortolotti L. First Cracking Load of Concrete Subjected to Direct Tension // ACI Materials Journal. – 1991. – Vol. 88, № 1. – P. 70–73.
26. 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, 13–16 January 1991. – P. 216–225.
27. Замалиев Ф.С. Учет начальных напряжений и деформаций при оценке несущей способности сталежелезобетонных конструкций на эксплуатационные нагрузки // Изв. КГАСУ. – 2017. – № 1(39). – С. 91–101.
28. Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А., Петров А.Н. Диаграммы деформирования бетона, их трансформации в зависимости от различных факторов и использование в расчетах конструкций // Предельные состояния бетонных и железобетонных конструкций энергетических сооружений: материалы конференций и совещаний по гидротехнике. – Л.: Энергоатомиздат, 1987.
29. Чайка В.П. Характеристики диаграмм неоднородного сжатия бетона // Бетон и железобетон. – 1994. – № 1. – С. 18–23.
30. Прокопович И.Е. Влияние длительных процессов на напряженное и деформированное состояние сооружений. – М.: Стройиздат, 1963. – 260 с.
31. Прокопович И.Е., Зедгенидзе В.А. Прикладная теория ползучести. – М.: Стройиздат, 1980. – 240 с.

## REFERENCES

1. Tamrazyan, A.G. & Loleit, A.F. (2018). *Istoriya razvitiya teorii zhelezobetona: biograficheskii ocherk*. Moscow: MGSU. (In Russ.).
2. Babalich, V.S. & Androssov, E.N. (2017). Stalezhelezobetonnye konstruktсии i perspektiva ikh primeneniya v stroitel'noi praktike Rossii [Steel-reinforced concrete structures and the prospects for their application in Russian construction practice]. *Uspeshi sovremennoi nauki [Advances in modern science]*, 4(4), 205–208. (In Russ., abstr. in Engl.).

3. Kibireva, Yu.A. & Astaf'eva, N.S. (2018). Primenenie konstruktсии iz stalezhelezobetona [The use of steel-concrete structures]. *Ekologiya i stroitel'stvo [Ekologiya i stroitel'stvo]*, (2), 27–34. DOI: 10.24411/2413-8452-2018-10004. (In Russ., abstr. in Engl.).
4. Vinogradova, N.A. & Shvets, G.A. (2020). Issledovaniya stalezhelezobetonnykh izgibaemykh konstruktсии (obzor) [Research of steel-reinforced concrete bendable structures (review)]. *Vestn. inzhener. shkoly DVFU [Bulletin of the FEFU engineering school]*, 1(42), 115–127. (In Russ., abstr. in Engl.).
5. Desyatkin, M.A., Konin, D.V., Martirosyan, A.S. & Travush, V.I. (2015). Raschet stalezhelezobetonnoi kolonny vysotnogo doma na kosoe vnentsentrennoe szhatie [Calculation of a steel-reinforced concrete column of a high-rise building for oblique eccentric compression]. *Zhilishchnoe str-vo [Housing construction]*, (5), 92–95. (In Russ., abstr. in Engl.).
6. Tonkikh, G.P. & Chesnokov, D.A. (2021). Eksperimental'noe issledovanie sdvigovogo soedineniya monolitnykh stalezhelezobetonnykh perekrytii na ugolkovykh ankernykh uporakh [An experimental study of a shear connection of steel-reinforced concrete slabs with angle shear studs]. *Vestn. MGSU [Vestnik MGSU]*, (2), 144–152. DOI: 10.22227/1997-0935.2021.2.144-152. (In Russ., abstr. in Engl.).
7. Vasil'ev, A.P. (1941). *Zhelezobeton s zhestkoi armaturoi*. Moscow; Leningrad: Gos. izd. stroit. lit. (In Russ.).
8. Mukhamediev, T.A. & Starchikova, O.I. (2006). Raschet prochnosti stalezhelezobetonnykh kolonn s ispol'zovaniem deformatsionnoi modeli. *Beton i zhelezobeton*, 4(541), 18–20. (In Russ.).
9. Karpenko, N.I., Sokolov, B.S. & Radaikin, O.V. (2013). K raschetu prochnosti, zhestkosti i treshchinostoikosti vnentsentrenno szhatykh zhelezobetonnykh elementov s primeneniem nelineinoy deformatsionnoi modeli [Calculation of strength, stiffness and crack resistance of eccentrically compressed reinforced concrete elements using a non-linear deformation model]. *Izv. Kazan. gos. arkhitektur.-stroit. un-ta [News of the Kazan State University of Architecture and Civil Engineering]*, 4(26), 113–120.
10. Kudinov, O.V. (2010). Novyi podkhod k otsenke prochnosti stalezhelezobetonnykh perekrytii. *Beton i zhelezobeton*, 2(563), 14–16. (In Russ.).
11. Arleninov, P.D. & Krylov, S.B. (2017). Sovremennoe sostoyanie nelineinykh raschetov zhelezobetonnykh konstruktсии [The current state of nonlinear calculations of reinforced concrete structures]. *Seismostoikoe str-vo. Bezopasnost' sooruzhenii [Earthquake engineering. Construction safety]*, (3), 50–53. (In Russ., abstr. in Engl.).
12. Gholamhoseini, A., Gilbert, R.I. & Bradford, M. (2018). Long-Term Behavior of Continuous Composite Concrete Slabs with Steel Decking. *ACI Structural Journal*, 115(2), 439–449. DOI: 10.14359/51701133.
13. Karpenko, N.I., Mukhamediev, T.A. & Petrov, A.N. (1986). Iskhodnye i transformirovannye diagrammy deformirovaniya betona i armatury. In S.M. Krylov (Eds.) & T.A. Mukhamediev (Eds.) *Napryazhenno-deformirovannoe sostoyanie betonnykh i zhelezobetonnykh konstruktсии: sb. nauch. tr. NIIZhB Gosstroya SSSR (7–25)*. Moscow: NIIZhB. (In Russ.).
14. Bondarenko, V.M. & Bondarenko, S.V. (1982). *Inzhenernye metody nelineinoy teorii zhelezobetona*. Moscow: Stroizdat. (In Russ.).
15. Lazovskii, D.N., Tur, V.V., Glukhov, D.O. & Lazovskii, E.D. (2021). Uchet polzuchesti i usadki betona po SP 5.03.01-2020 pri raschete zhelezobetonnykh konstruktсии na osnove deformatsionnoi raschetnoi modeli [Creep and Shrinking of Concrete Accounting According to SP 5.03.01-2020 When Analysis of Reinforced Concrete Structures Based on Deformational Analytical Model]. *Vestn. Brest. gos. tekhn. un-t [Vestnik of Brest State Technical University]*, 2(125), 7–12. DOI: 10.36773/1818-1212-2021-125-2. (In Russ., abstr. in Engl.).
16. Lazovskii, D.N. (1998). *Usilenie zhelezobetonnykh konstruktсии ekspluatiruemykh stroitel'nykh sooruzhenii*. Novopolotsk: Polots. gos. un-t. (In Russ.).
17. Murashev, V.N., Sigalov, E.E. & Baikov, V.N. (1962). *Zhelezobetonnye konstruktсии. Obshchii kurs*. Moscow: Gos. izd-vo lit. po str-vu, arkhitekture i stroit. materialam. (In Russ.).
18. Nemirovskii, Ya.M. (1955). Zhestkost' izgibaemykh zhelezobetonnykh elementov pri kratkovremennom i dlitel'nom zagruzheniyakh. *Beton i zhelezobeton*, (5), 172–176. (In Russ.).
19. Nemirovskii, Ya.M. (1968). Issledovanie napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya zhelezobetonnykh elementov s uchetom raboty rastyanutogo betona nad treshchinoy i peresmotr na etoi osnove teorii rascheta deformatsii i raskrytiya treshchin. In *Prochnost' i zhestkost' zhelezobetonnykh konstruktсии (47–54)*. Moscow: [b.i.]. (In Russ.).
20. Berg, O.Ya. (1962). *Fizicheskie osnovy teorii prochnosti betona i zhelezobetona*. Moscow: Gosstroizdat. (In Russ.).
21. Mukhamediev, T.A. & Nuguzhinova, G.S. (1995). Uchet deformatsii polzuchesti na osnove diagramm-izokhron v raschetakh sterzhnevyykh zhelezobetonnykh elementov. In *Inzhenernye problemy sovremennoy zhelezobetona (247–252)*. Ivanovo: IISI. (In Russ.).
22. Mukhamediev, T.A. & Sapozhnikov, M.A. (1989). Raschet sterzhnevyykh elementov i sistem iz nikh s uchetom rezhimov kratkovremennykh nagruzhenii. In *Novye eksperimental'nye issledovaniya i metody rascheta zhelezobetonnykh konstruktсии (119–128)*. Moscow: NIIZhB. (In Russ.).
23. Berg, O.Ya., Shcherbakov, E.N. & Pisanko, G.N. (1971). *Vysokoprochnyi beton*. Moscow: Stroizdat. (In Russ.).
24. Tur, V.V. & Rak, N.A. (2003). *Prochnost' i deformatsii betona v raschetakh konstruktсии*. Brest: BGU. (In Russ.).
25. Bortolotti, L. (1991). First Cracking Load of Concrete Subjected to Direct Tension. *ACI Materials Journal*, 88(1), 70–73.
26. Kolleger, J. (1991). Comparison of Fixed and Rotating Crack Models in the Analysis of Panels, Plates and Shells Subjected to Shear. In *Concrete Shear in Earthquake: Houston International Workshop, Texas, USA, 13–16 January 1991 (216–225)*.
27. Zamaliev, F.S. (2017). Uchet nachal'nykh napryazhenii i deformatsii pri otsenke nesushchei sposobnosti stalezhelezobetonnykh konstruktсии na ekspluatatsionnye nagruzki. *Izv. KGASU*, 1(39), 91–101. (In Russ.).
28. Karpenko, N.I., Mukhamediev, T.A. & Petrov, A.N. (1987). Diagrammy deformirovaniya betona, ikh transformatsii v zavisimosti ot razlichnykh faktorov i ispol'zovanie v raschetakh konstruktсии. In *Predel'nye sostoyaniya betonnykh i zhelezobetonnykh konstruktсии energeticheskikh sooruzhenii: materialy konferentsii i soveshchaniy po gidrotekhnike*. Leningrad: Energoatomizdat. (In Russ.).
29. Chaika, V.P. (1994). Kharakteristiki diagramm neodnorodnogo szhatiya betona. *Beton i zhelezobeton*, (1), 18–23. (In Russ.).
30. Prokopovich, I.E. (1963). *Vliyaniye dlitel'nykh protsessov na napryazhennoe i deformirovannoe sostoyanie sooruzhenii*. Moscow: Stroizdat. (In Russ.).
31. Prokopovich, I.E. & Zedgenidze, V.A. (1980). *Prikladnaya teoriya polzuchesti*. Moscow: Stroizdat. (In Russ.).

**NONLINEAR CALCULATION OF BENT STEEL-REINFORCED CONCRETE ELEMENTS**

**D. LAZOUSKI<sup>1)</sup>, D. GLUKHOV<sup>2)</sup>, A. KHATKEVICH<sup>3)</sup>, A. HIL<sup>4)</sup>, E. CHAPARANGANDA<sup>5)</sup>**  
*(<sup>1), 3), 4)</sup> Euphrosyne Polotskaya State University of Polotsk, <sup>2)</sup> LLC «SoftClub», Minsk,  
<sup>5)</sup> Botswana International University of Science and Technology)*

*Steel-reinforced concrete structures at the present stage of development of the construction industry are widely used in industrial buildings with heavy loads on floors, civil high-rise buildings and various engineering structures. The article presents the results of using a nonlinear calculation method to calculate the parameters of the stress-strain state (normal stresses and relative deformations at any stage of work under load, strength and deformability) of bent steel-reinforced concrete elements, provided that rigid steel profiles and reinforced concrete work together.*

*When calculating the parameters of the stress-strain state of steel-reinforced concrete elements, the stages of their work during manufacture (forced shrinkage deformations of monolithic concrete during its hardening) and operation (creep of concrete under prolonged load action) are taken into account. A criterion for calculating the bending moment corresponding to the strength of a steel-reinforced concrete element is proposed, which does not require normalization of the ultimate compressibility of concrete, allowing for a high degree of redistribution of forces in the cross section of a steel-reinforced concrete element with rigid reinforcement. The advantages of the nonlinear calculation method are demonstrated by examples of steel-reinforced concrete floor beams from TKP 45-5.03-16-2005 "Structures of steel-reinforced concrete coatings and floors. Design rules".*

**Keywords:** *bendable steel-reinforced concrete element, nonlinear calculation method, physical nonlinearity, deformation diagrams of materials, flexible reinforcement, rigid reinforcement, monolithic concrete, hypothesis of flat sections, stress-strain state, stages of work under load, forced deformation of concrete shrinkage, creep of concrete.*