

## Self-stressed and prestressed steel-reinforced concrete beams

Zamaliyev, F.<sup>1\*</sup>, Bikkinin E.<sup>1</sup>; Fekir K.<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Kazan State University of Architecture and Engineering, 1 Zelenaya st., Kazan, 420043 Russia

<sup>2</sup>Company INFRA FER, City Rouiba, Algeria

\* [zamaliyev49@mail.ru](mailto:zamaliyev49@mail.ru)

### Keywords:

Concrete construction; Prestress; Self-stress; Full-scale experiment; Stresses; Deflections

### Abstract:

Methods and analysis of the internal stress-strain state of the bent composite section are presented. The methods of self-stressing of steel-concrete construction elements are given. The method of self-stressing of the steel-concrete bending elements, which was not previously known, through the use of shrinkage forces of concrete in composite structures is given. The results of the numerical investigation of self-stressing and prestressing steel-concrete beams using computer programs are described. The prestressing forces were transmitted to the end stops due to the steel rigid ribs of the composite structure. Prototypes were made for the full-scale test and tested based on the results of numerical studies. The results of full-scale tests are presented and comparisons with the results of numerical studies are given.

## 1 Введение

Исследованиям и применению в строительной практике сталежелезобетонных балок, плит посвящено значительное количество работ в разных странах, особенно в мостостроении. Зарубежному опыту применения трубобетона в КНР в мостостроении, при строительстве станций метрополитена, в гражданских зданиях посвящена работа профессора Китайской академии строительства Цай Шаохуай [1] Однако, применение преднапряженных сталежелезобетонных конструкций на практике строительства гражданских зданий сегодня – не так развито. Исследования в этой области, по нашему мнению, необходимо расширить, особенно самонапряженных и преднапряженных сталебетонных изгибаемых элементов. В последние годы, нами получены десятки патентов на новые технические решения преднапряжения сталежелезобетонных конструктивных элементов, которые отличаются от способов и методов преднапряжения железобетонных конструкций. Наличие жесткого профиля, опорных стальных ребер в балках позволяет в отличие от железобетонных преднапряженных элементов упростить опорные устройства, натягать арматуру без специальных материалоемких упоров, использовать съемные натяжители, которые не применяются ни в мостах, ни в железобетонных преднапряженных конструкциях. Существующие исследования посвящены как изучению напряженно-деформированного состояния балок и плит, так и самонапряжению их за счет усадки бетона и технологии возведения. Для преднапряжения сталежелезобетонных конструкций используют широко применяемые способы и методы преднапряжения металлоконструкций и железобетонных конструкций. Используя преднапряжение в строительных конструкциях мы фактически регулируем внутренние усилия, недогруженные – догружаем, а в растянутых стержнях создаем усилия обратного знака до приложения эксплуатационных нагрузок.

Регулирование усилий, внутреннего напряженного состояния конструктивных систем особенно конструкций составного сечения, каковыми являются сталежелезобетонные конструкции, становятся основной задачей при проектировании зданий и сооружений, так как это приводит к снижению материалоемкости и как следствие к снижению стоимости строительства.

Основной целью регулирования внутренних усилий в строительных конструкциях всегда было приближение к равнонапряженному состоянию элементов конструкций. В составных

Zamaliyev, F.; Bikkinin E.; Fekir K.

Self-stressed and prestressed steel-reinforced concrete beams;

2020; *Construction of Unique Buildings and Structures*; Volume 90 Article No 9007. doi: 10.18720/CUBS.90.7

конструкциях, ввиду разнородности материалов кроме этого необходимо стремиться к лучшему вовлечению в работу составных ее частей, а в сталежелезобетонных слоистых конструкциях: к наиболее полному использованию прочностных свойств бетона и стали при наилучшей работе анкерных связей.

Практическая ценность исследований по оценке несущей способности сталежелезобетонных преднапряженных балок заключается в выборе способа регулирования усилий до приложения внешней нагрузки, в рассмотрении внутреннего напряженно-деформированного состояния, регулировании внутренних усилий и напряжений, что позволяет правильно оценить несущую способность этих конструкций и запроектировать экономичные и надежные сталежелезобетонные конструкции.

Оценка несущей способности сталежелезобетонных преднапряженных балок связана как с особенностями технических решений преднапряжения, так и методами выявления напряженно-деформированного состояния элементов, регулированием усилий в конструкциях. Методы оценки несущей способности преднапряженных конструкций берет начало с распространенных в строительной практике железобетонных и металлических преднапряженных балок и ферм:

Статьи Айрумяна Э.Л. и др [2], Астахова И.В. и др. [3-5], [6-13] посвящены исследованиям, методам расчета и проектирования сталежелезобетонных конструкций без преднапряжения.

В статьях [14,15] описана методика экспериментального выявления доэксплуатационного напряженно-деформированного состояния в стальных ребрах-балках сталежелезобетонного перекрытия и сталежелезобетонной балки.

В сборнике докладов Международной научно-практической конференции посвященной 150летию проф. А.Ф. Лолейта. [16] описаны новые конструктивные решения сталежелезобетонных балок с преднапряжением и без.

Статья [17] посвящена аналитическим методам оценки напряженно-деформированного состояния преднапряженных сталежелезобетонных балок.

В статьях [19,20] приводятся результаты численных исследований, способы использования внутреннего напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных конструкций для регулирования усилий.

Несмотря на значительное количество новых технических решений защищенных патентами, количество работ, посвященных изучению способов преднапряжения, регулированию внутренних усилий от преднапряжения оценке напряженно-деформированного состояния от внешних воздействий мало.

Исходя из изложенного, объектом исследования является сталебетонные балки приспособленные для применения в гражданском строительстве, а предметом исследований – преднапряжение сталебетонных балок разными методами и улучшение распределения внутреннего напряженно-деформированного состояния изгибаемых элементов.

Цель работы – анализ методики регулирования и на их основе оценка внутреннего напряженно-деформированного состояния при самоупругивании и преднапряжении сталебетонных балок. Задачами являлись – выявить состояние вопроса на основе анализа технической литературы и исследовать самоупругивание балок путем регулирования внутренних сил от усадки бетона и преднапряжение балок путем использования прямолинейной преднапряженной арматуры и арматуры по огибающей эпюры моментов, а также сравнить результаты численных и натурных экспериментов.

## 2 Методы и результаты

В перечисленных трудах в основном описываются расчетные механизмы регулирования усилий путем внешнего воздействия. Расчетные предпосылки приведены исходя из способа монтажа (превращение разрезных балок в разрезную, опускание каких либо опор в неразрезных балках). Перечисленные способы не приемлемы для самоупругивания балок составного сечения, каковыми являются сталежелезобетонные балки. В статье приводится способ учета внутренних сил от усадки бетона, как способ самоупругивания описанных в работах [19,20].

Расчет внешне и внутренне статически неопределимой системы включает в себя несколько стадий:

- 1) Определение внутренних сил от внешнего воздействия
- 2) Определение перемещений в характерных точках

- 3) Определение внутренних усилий и напряженно-деформированного состояния от усадки бетона
- 4) Определение перемещений от всех сил
- 5) Формирование окончательной эпюры внутренних силовых факторов с учетом изменения статической схемы работы балки

Порядок расчета стержневой конструкции с учетом решения канонических уравнений начинается с определения напряжений по высоте сечения по известной формуле, приведенной в СП35.13330.2011 «Мосты и трубы»:

$$\sigma_{shr} = \varepsilon_{shr} E \left( \frac{A_{st}}{A_{stb,shr}} + \frac{S_{shr}}{I_{stb,shr}} \cdot Z - \nu_{shr} \right) \quad (1)$$

После определения напряжений необходимо определить внутренне-силовые факторы (изгибающие моменты и силы растяжения, сжатия):

$$m = N_{\sigma} \cdot y_{\sigma} + M_{\sigma} = N_a \cdot y_a + M_a \quad (2)$$

$$N_{\sigma} = (\sigma'_{\sigma} \cdot y_{\sigma} + \sigma_{\sigma} \cdot y'_{\sigma}) \cdot \frac{F_{\sigma}}{h_{\sigma}} \quad (3)$$

$$N_a = (\sigma'_a \cdot y_a + \sigma_a \cdot y'_a) \cdot \frac{F_a}{h_a} \quad (4)$$

$$M_{\sigma} = (\sigma'_{\sigma} - \sigma_{\sigma}) \cdot \frac{I_{\sigma}}{h_{\sigma}} \quad (5)$$

$$M_a = (\sigma'_a - \sigma_a) \cdot \frac{I_a}{h_a} \quad (6)$$

Явление усадки на стержневую конструкцию передаем с помощью внешних моментов, далее записываем систему канонических уравнений метода сил с учетом внешних моментов и внутренних сил, возникающих от усадочных явлений.

$$\sum_{k=1}^m \Delta X_k \tau_k^m \cdot \delta_{ik}^{\tau} m + \Delta \tau_{ip}^m = 0 \quad (7)$$

$$\Delta \tau_{ip}^m = \int \frac{M_i \cdot (M_{\tau_p^m} - M_{\tau_p^m - 1}) dl}{EI} + \int N_i \cdot \left( \varepsilon_y - \frac{(N_{\tau_p^m} - N_{\tau_p^m - 1})}{EI} \right) dl \quad (8)$$

Рассмотрим подведение временных опор (одной и двух) под сталежелезобетонную балку перед началом твердения бетона. Расчетная схема трехпролётной балки с учетом воздействия усадки и постоянных нагрузок, представленных собственным весом стальной части и жидкого бетона представлена ниже (рис. 1-3):

Результаты распределения моментов по длине стержня от действия постоянных сил и сил усадки представлено ниже:

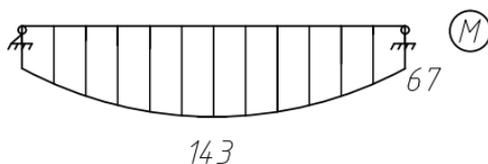


Рисунок 1. Эпюра моментов для 1 пролетной балки без опор  
Figure 1. Diagram of moments for 1 span beam without supports

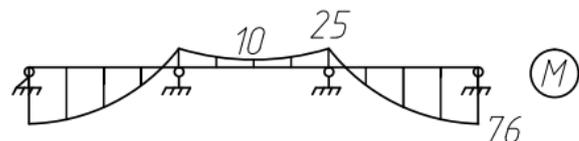
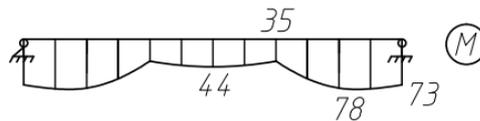


Рисунок 2. Эпюра моментов для 3-х пролетной балки  
Figure 2. Diagram of moments for a 3-span beam



**Рисунок 3. Эпюра моментов после снятия временных средних опор**  
**Figure 3. Diagram of moments after removal of temporary average supports**

Для оценки предложенной расчетной методики предварительного напряжения стальной части композиционного сечения путем учета работы сил усадочных процессов были выполнены численные исследования в ПК MidasCivil 2018. Решение задачи выполняется в несколько этапов: 1) моделирование объемных КЭ составного сечения; 2) задание диаграмм деформирования стали, а также задание временных свойств бетона; 3) моделирование задачи поэтапного включения плитной части в работу композиционного сечения, установки и снятия временных промежуточных опор.

Выполненные численные исследования на базе ПК MidasCivil 2018 позволили выявить общую картину напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонной балки.

Сопоставительный анализ полученных результатов аналитических и численных исследований представлен в табл. 1.

Рассмотрим преднапряжение сталежелезобетонных балок по аналогии как в металлических и железобетонных балках

Для наиболее быстрого выявления напряженно-деформированного состояния преднапряженных сталежелезобетонных конструкций сегодня многие исследователи используют численные эксперименты на основе пакета программ. Однако, несмотря на значительные и материальные затраты, экспериментальные исследования дают наиболее близкие результаты к эксплуатационным условиям поведения конструкций под нагрузкой.

При численных исследованиях сталежелезобетонные балки моделировались на ПК ANSYS по схеме свободно опертой балки. Решение задачи программным комплексом осуществлялось в три этапа: на первом этапе создавалась конечно-элементная модель балки, на втором этапе осуществляется наложение на модель необходимых физических условий.

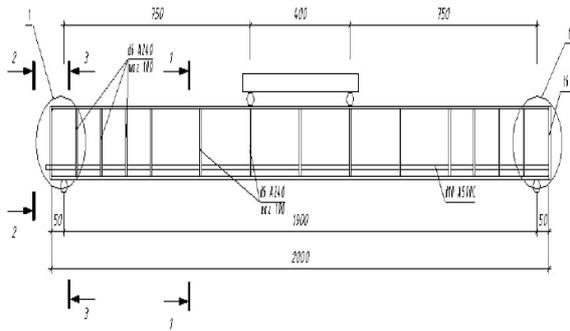
Третий этап (постпроцессинг) – анализ результатов расчета. Рассчитанные величины (деформации, напряжения, перемещения и т.д.) представляются в виде картин, таблиц, анимации.

Балки имели параметры, использованные в экспериментальных исследованиях: стальная часть из двутавра №18 длиной 200см., поперечная арматура Ø6 A240 с шагом 100мм у опор и 200мм в середине балки, анкера приваренные к стенкам двутавра Ø10, преднапряженная арматура Ø10, бетон класса B20.

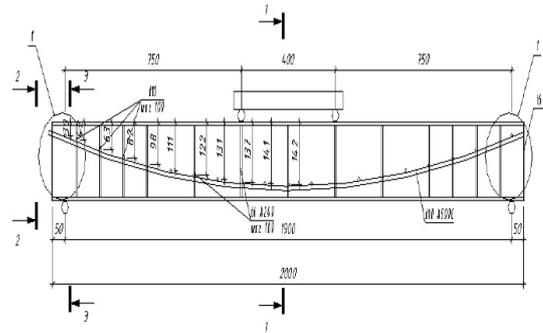
Преднапряжение в балках создавалось с помощью – Bolt Pretention.

Используя результаты численных исследований изготовлены модели сталежелезобетонных преднапряженных балок. Для моделей использованы те же параметры, что и в численных исследованиях. Предварительное напряжение создавалось с помощью динамометрического ключа, величина преднапряжения принималось по расчету.

Геометрические размеры диктовались возможностями испытательного пресса лаборатории, приняты двутавры №18 длиной 2000мм, боковые полости которых заполнены бетоном. Были изготовлены две балки с прямой преднапряженной арматурой и две – с арматурой по огибающей эпюры моментов (рис. 4, 5).



**Рисунок 4** Сталежелезобетонная балка с прямолинейной преднапряженной арматурой  
**Figure 4** Steel-reinforced concrete beam with rectilinear prestressed reinforcement



**Рисунок 5** Сталежелезобетонная балка с арматурой по огибающей эпюры моментов  
**Figure 5** Steel-reinforced concrete beam with reinforcement along the envelope of the moment diagram

Испытания моделей балок начаты после их хранения более 28 суток в лаборатории при нормальной влажности и температуре.

Балки испытывались по схеме свободно опертой балки двумя сосредоточенными силами в средней части пролета, приложенными на расстоянии 400 мм от вертикальной оси балки. Расчетный пролет балки - 1900 мм (рис. 6). Нагрузка передавалась посредством гидравлической системы пресса ИПС-200 на изгибаемую сталежелезобетонную балку с помощью металлической траверсы в двух точках: в одной через подвижный стальной каток диаметром 20 мм, а в другой через неподвижный стальной каток того же диаметра. Для исключения закручивания балки во время испытания между металлической траверсой и рычагом испытательной установки был установлен стальной каток диаметром 50 мм.

Равномерное распределение усилия по ширине сечения, что особенно важно в составных конструкциях, обеспечивалось постановкой жестких металлических прокладок.

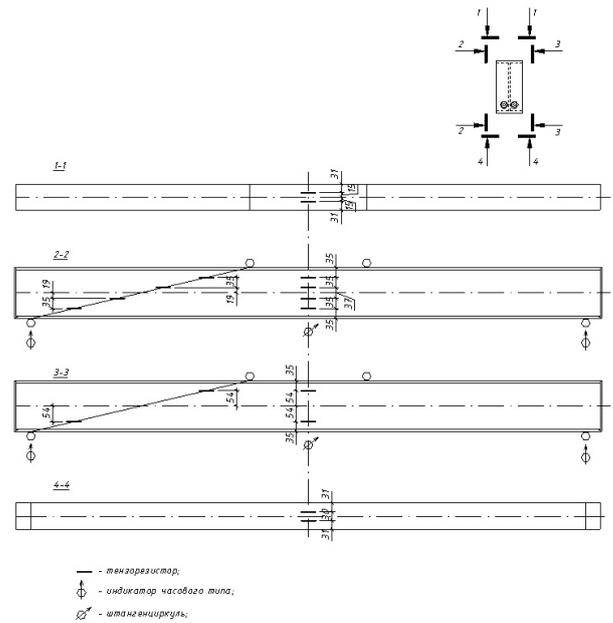
В процессе испытания измерялись продольные деформации бетона и стали балки, а также прогибы и ширина раскрытия трещин. Деформации (бетон) и (сталь) фиксировались тензодатчиками сопротивления с базами 50 мм и 20 мм (рис 7), соответственно, через электронную аппаратуру АИД-4 с магазином переключателей. Измерение прогибов в зоне чистого изгиба на каждой ступени нагружения производилось штангенциркулем ценой деления 0,02 мм снабженный специальной пятой для его установки в вертикальное положение. Осадки опор измерялись при помощи индикаторов часового типа с ценой деления 0,01 мм.

Опытные образцы балок испытывали однократной кратковременной статической нагрузкой до физического разрушения с целью установления характера разрушения и закономерностей развития прогибов, деформаций бетона и стали при их совместном деформировании в составе единой конструкции.

Во всех случаях опытные образцы сталежелезобетонных балок разрушались по нормальному сечению в зоне чистого изгиба из-за местного раздробления бетона сжатой зоны плиты в следствии развития пластических деформаций в средней части стальной балки.



**Рисунок 6** Общий вид испытаний балок  
**Figure 6** General view of beam tests

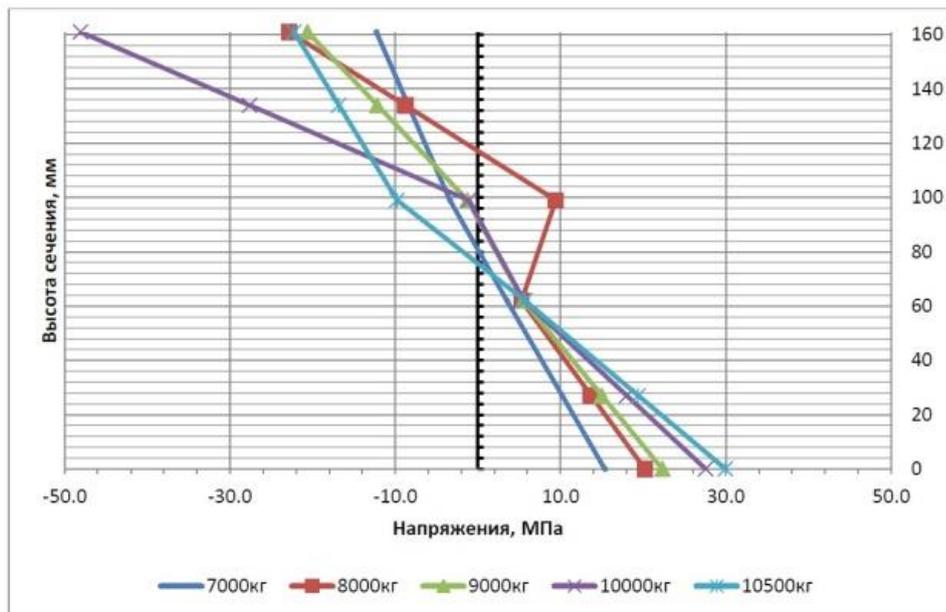


**Рисунок 7** Схема расположения тензорезисторов и приборов  
**Figure 7** Arrangement of strain gages and devices

Первые трещины бокового бетона, которым были защищены стальные двутавровые балки появились при нагрузке  $0,85P_{раз}$ , как правило, в сечениях под точками приложения нагрузки и имели незначительные раскрытия.

Развитие нормальных трещин (около 1мм) в теле бокового бетона главным образом наблюдалось перед разрушением образца.

На графиках (рис. 8-11) приведены эпюры распределения средних напряжений по высоте сечения балок с прямолинейной и криволинейной арматурой на различных этапах нагружения.



**Рисунок 8** Развитие напряжений в нормальном сечении балки с прямолинейной арматурой в бетонной части

**Figure 8.** The development of stresses in the normal section of a beam with rectilinear reinforcement in the concrete part

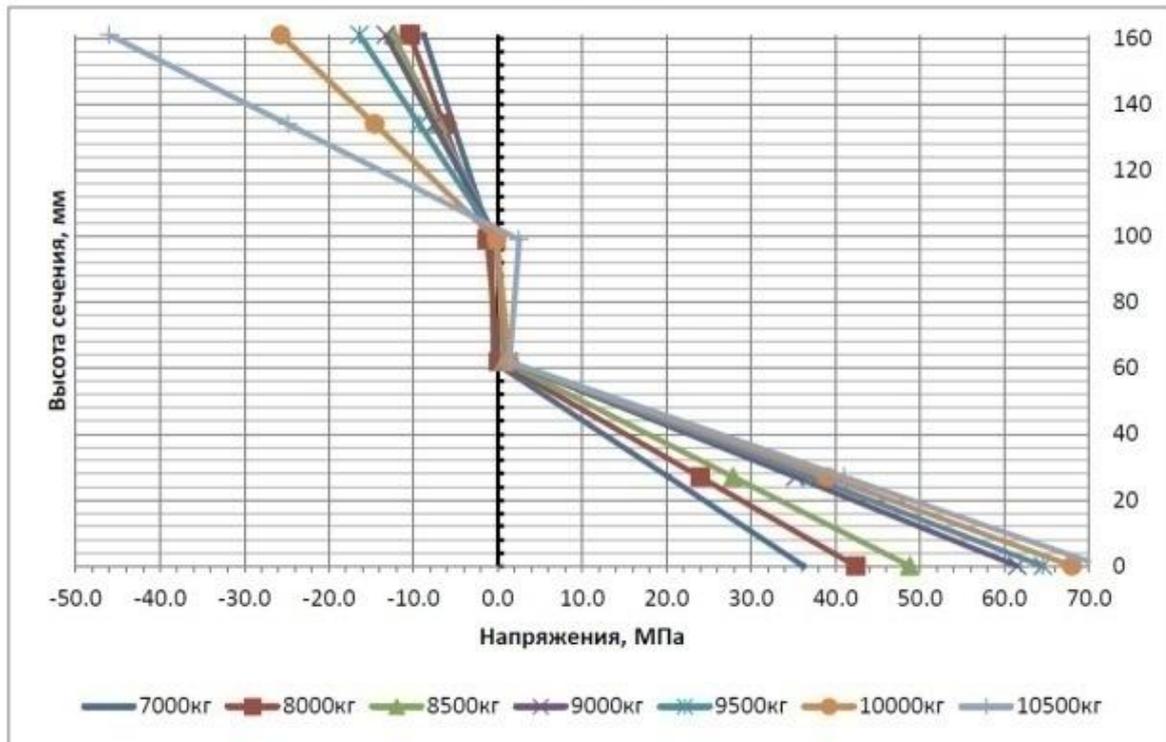


Рисунок 9 Развитие напряжений в нормальном сечении балки с криволинейной арматурой в бетонной части

Figure 9 The development of stresses in the normal section of a beam with curvilinear reinforcement in the concrete part

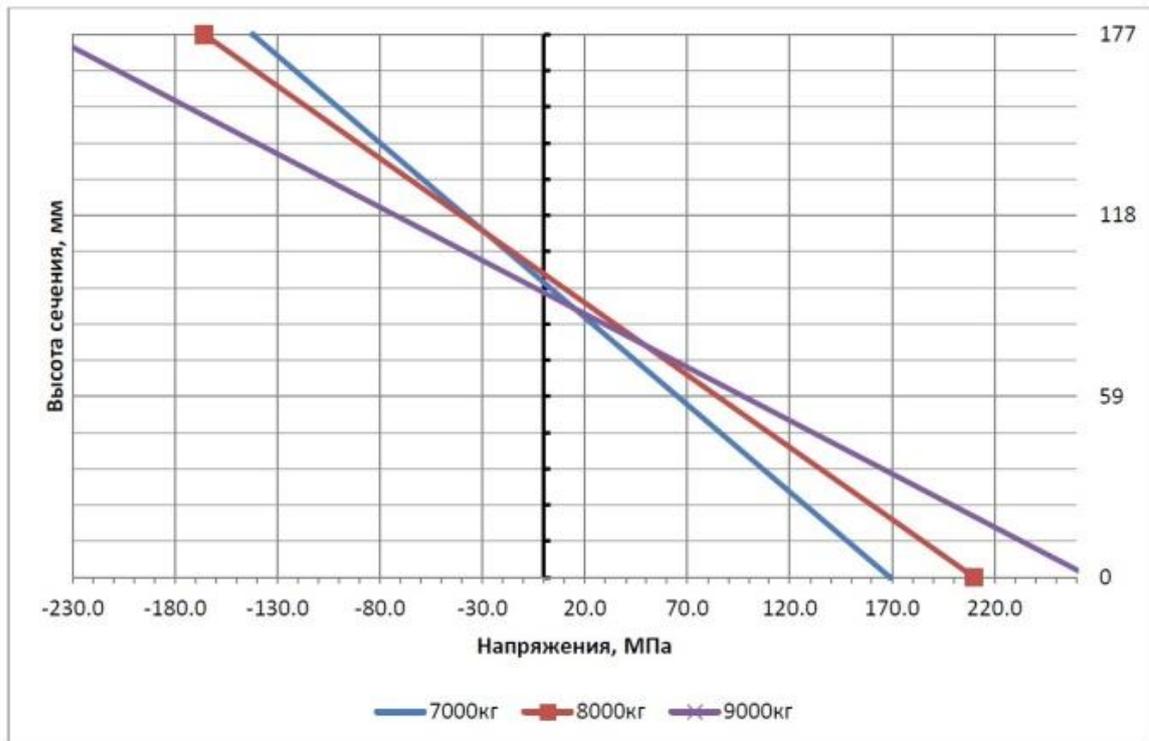


Рисунок 10 Развитие напряжений в середине пролета балки с прямолинейной арматурой в двутавровой части

Figure 10 The development of stresses in the middle of the span of a beam with rectilinear reinforcement in the I-beam

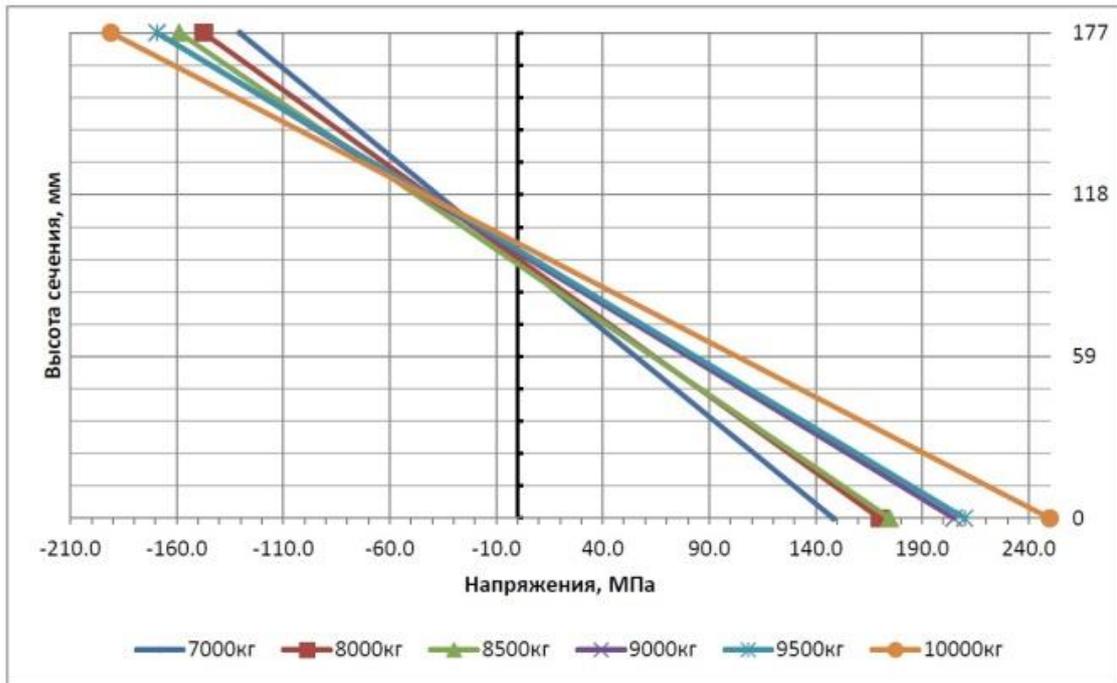


Рисунок 11 Развитие напряжений в середине пролета балки с криволинейной арматурой в двутавровой части  
 Figure 11 The development of stresses in the middle of the span of a beam with curvilinear reinforcement in the I-part

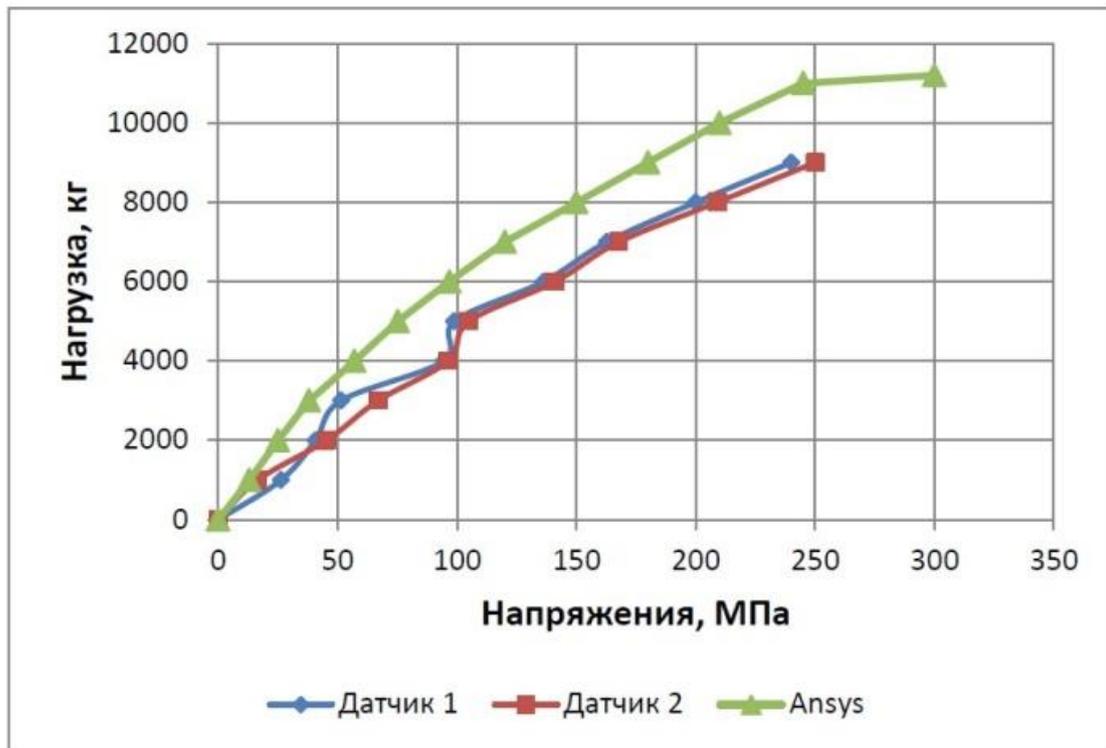
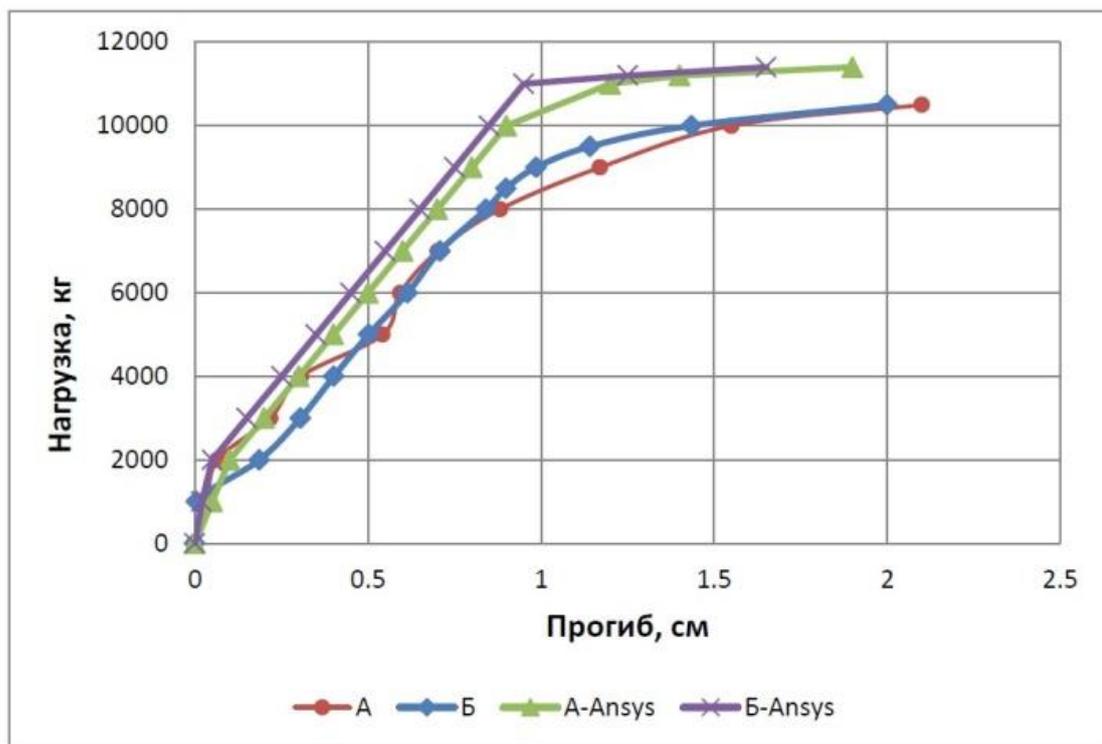


Рисунок 12 Сравнение напряжений в нижнем поясе двутавра в балке с прямолинейной арматурой  
 Figure 12 Comparison of stresses in the lower belt of an I-beam in a beam with rectilinear



**Рисунок 13 Сравнение прогибов (А-балка с прямолинейной арматурой, Б-балка с криволинейной арматурой)**  
**Figure 13 Comparison of deflections (A-beam with rectilinear reinforcement, B-beam with curvilinear reinforcement)**

На графиках (рис. 12) представлено сравнение напряжений нижнего пояса балки по данным натурных и численных экспериментов, а на рисунке 13 сравнение экспериментальных прогибов теоретическими данными.

На начальных этапах нагружения характер распределения напряжений в нижнем поясе двутавровой балки подчиняется линейному закону. Такое распределение продолжается вплоть до нагрузки  $0,9 P_{раз}$ .

В зоне чистого изгиба, до нагрузки  $0,9 P_{раз}$  наблюдается прямолинейный характер развития прогибов. При нагрузках больших чем  $0,9 P_{раз}$ , эпюра прогибов принимает криволинейный вид, в дальнейшем рост развития прогибов наблюдается при неизменной нагрузке.

По данным натурных испытаний в балке с криволинейной арматурой по сравнению с балкой с прямолинейной арматурой несущая способность больше на 5-8%, также при аналогичных нагружениях величина прогибов меньше на 4-9%.

Проведено сравнение результатов численного эксперимента с данными натурных экспериментов.

Расхождение результатов численных экспериментов от натурных

- по напряжениям составляет до 15%.
- по прогибам составляет до 15%.
- по несущей способности 10-15%.

### 3 Обсуждение

Расчет предварительно напряженных конструкций требует определения напряженно-деформированного состояния как от внешних воздействий, так и предварительных воздействий и внутреннего напряженно-деформированного состояния (в первую очередь усадка бетона). При выявлении действительного напряженно-деформированного состояния необходимо учитывать изменения свойств бетона во времени (ползучесть и длительный характер усадки).

Умение правильно учитывать деформативность применяемых материалов при проектировании особенно составных конструкций является совершенно необходимым для создания экономичных и надежных в эксплуатации конструкций.

Результаты расчета самоупреждения от усадочных явлений бетона по разным методам и сравнения приведены в табл. 1.

**Таблица 1. Результаты расчета самоупреждения от усадочных явлений бетона**  
**Table 1. Results of calculating self-stress from concrete shrinkage phenomena**

Проверки/методы	Метод сил	Midas Civil	Погрешность
Пролетный момент от постоянных нагрузок	32.8	32.9	<1%
Пролетный момент от усадки	17	17.2	<1%
Опорный момент от усадки	34	33.8	<1%
Продольная сила сжатия от усадки	5.6	6.13	9%
Конечный пролетный момент от комбинации загрузений	61	55	9.80%

При изготовлении преднапряженных железобетонных балок в основном используют натяжение на упоры или на бетон. В сталежелезобетонных конструкциях благодаря наличию в составе жесткого стального профиля натяжение арматуры осуществляют на сам профиль [15-17], т.е. образуется стальная преднапряженная балка, затем бетонируются боковые полости, после приобретения бетоном гостированной прочности, отпуская натяжение арматуры, обжимается бетон.

Работа сталежелезобетонного преднапряженного элемента отличается от железобетонных преднапряженных элементов, однако проходит тоже в две стадии.

Стадия 1 ( $t=0$ ) состоит в напряжении арматуры и упругом обжатии профиля и обжатие бетона при последующем отпуске арматуры.

Стадия 2 ( $t>0$ ) охватывает весь эксплуатационный период работы элемента. В этот период происходит изменение напряженного состояния в основном из-за ползучести бетона, приводящее к уменьшению эффекта обжатия бетона.

Процесс твердения бетона сопровождается усадкой бетона.

Напряжения от усадки определяют по следующей формулам [17].

$$\sigma_{by} = -\sigma_y \beta_A g_1 - \sigma_y' \beta_A' g_3' \quad (9)$$

$$\sigma_{by}' = -\sigma_y \beta_A g_3 - \sigma_y' \beta_A' g_2' \quad (10)$$

Напряжения в стальном профиле и в бетоне, на уровне нижней и верхней граней определяются по следующим формулам [17]:

$$\sigma_{pry} = -\sigma_y \beta_A g_4 - \sigma_y' \beta_A' g_5' \quad (11)$$

$$\sigma_{pry}' = -\sigma_y \beta_A g_5 - \sigma_y' \beta_A' g_4' \quad (12)$$

$$\sigma_{by} = \frac{E_{pr}}{E_H} \sigma_y; \quad \sigma_{by}' = \frac{E_{pr}}{E_H} \sigma_y' \quad (13)$$

Напряжения в арматуре и в бетоне определены по следующим выражениям [17] в нижней и верхней арматуре

$$\sigma_{an} = n(\sigma_b a_1 - \sigma_b' a_2) \frac{\varphi_t}{a_5}; \quad \sigma_{an}' = n(\sigma_b' a_1 - \sigma_b a_2) \frac{\varphi_t}{a_5} \quad (14)$$

в бетоне на любом уровне

$$\sigma_{bn}^* = -\left(1 \pm \frac{y_b y_b^*}{r_b^2}\right) - \sigma_{an}' \mu' \left(1 \mp \frac{y_b y_b^*}{r_b^2}\right) \quad (15)$$

Алгоритм расчета исследуемых балок в целях автоматизации расчетов исследуемые балки рассчитывались при помощи созданной программы в среде Microsoft Excel. Стадия 1 исследуемые балки рассчитывались без бетонной части, как стальная двутавровая балка с затяжкой. На этой стадии подбирается исходя из нагрузок необходимые двутавр, арматура. Затем ведется расчет по определению усилия самонапряжения, усилий в затяжке, напряжений в верхней и нижней поясах двутавра, деформаций от обратного выгиба. Расчет по 2-й стадии ведется по формулам приведенным выше.

Результаты расчета и сравнения данных экспериментов с аналитическими данными приводятся в нижеследующей таблице 2.

**Таблица 2. Разрушающая нагрузка**  
**Table 2. Breaking load**

Разрушающая нагрузка, т			
Серия	Ansys	Методика	Эксперимент
Б-1	18,8 (+19,7%)	16,7 (+6,4%)	15,7
Б-2	18,2 (+18,2%)	16,5 (+7,1%)	15,4

## 4 Заключение

1. В рамках представленной статьи представлена возможность моделирования усадочных явлений бетона через напряжения в крайних фибрах сечения путем задания догружающих или разгружающих моментов в опорном сечении.

2. Использование самонапряжения в сталежелезобетонной балке при установке одной временной опоры в середине пролета приводит к уменьшению:

- а) значения доэксплуатационного изгибающего момента в 2,15 раза;
- б) напряжения в растянутом поясе профиля в 1,5 раза;
- в) напряжения в сжатом поясе профиля в 11,9 раза;

3. Использование самонапряжения в сталежелезобетонной балке при установке двух временных опор в середине пролета приводит к уменьшению:

- а) значения доэксплуатационного изгибающего момента в 3,25 раза;
- б) напряжения в растянутом поясе профиля в 1,47 раза;

4. Выполнен расчет на программном комплексе Ansys Workbench преднапряженных сталежелезобетонных балок двух видов, позволивший выявить картину напряженно деформированное состоянии, этапы развития пластических деформаций в стальной балке, железобетонной части, а так же арматуре.

5. Проведено сравнение результатов по аналитическим формулам, с данными численных экспериментов.

Результаты аналитического расчета с данными полученными в программном комплексе Ansys расходятся

- прогибы в стадии предварительного напряжения балки до 8%.
- напряжения в стадии предварительного напряжения балки до 5%.
- прогибы в стадии нагружения до 20%.
- напряжения в стадии нагружения до 10%.

6. Проведено сравнение результатов численного эксперимента с данными натуральных экспериментов.

Расхождение результатов численных экспериментов от натуральных

- напряжениям составляет до 15%.
- по прогибам составляет до 15%.
- по несущей способности 10-15%.

## 5 Благодарности

Автор выражает благодарность д.т.н., проф. Мирсаяпову Ильшату Талгатовичу (Mirsayapov, Ilizar T., Scopus ID 54403302600), заведующему кафедрой Каменных и железобетонных конструкций в Казанском государственном архитектурно-строительном университете (Казань,

Российская Федерация) за ценные замечания, предоставление оборудования и инструментария лаборатории кафедры, позволившие реализовать данную работу.

## References

1. Shaokhuay, T. Noveyshiy opyt primeneniya trubobetona v KNR. Izvestiya Vuzov «Stroitelstvo i arkhitektura». 2002. 2. Pp. 20–24.
2. Ayrumyan, E. L. Kamenshchikov, N. I. Rumyantseva, I.A. Osobennosti rascheta monolitnykh plit stalezhelezobetonnykh pokrytiy po profilirovannomu stalnomu nastilu. Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitelstvo. 2015. 9. Pp. 21–26.
3. Tusnin, A.R., Kolyago, A.A. Konstruktsiya i rabota stalezhelezobonnogo perekrytiya s ispolzovaniyem sbornnykh pustotnykh zhelezobetonnykh plit. Sovremennaya nauka i innovatsii. 2016. 3. Pp. 141–147.
4. Astakhov, I. V., Kuznetsov, A.Y., Morozova, D. V. Performance analysis of steel-concrete composite structures. Bulletin of Civil Engineers. 2017. 14(3). Pp. 15–20. DOI:10.23968/1999-5571-2017-14-3-15-20.
5. Zamaliev, F.S., Zakirov, M.A. Stress-strain state of a steel-reinforced concrete slab under long-term. Magazine of Civil Engineering. 2018. 83(7). Pp. 12–23. DOI:10.18720/MCE.83.2.
6. Eurocode 2: Design of composite steel and concrete structures – Part 1: General rules for buildings. The European Union Per Regulation 305. 2011. Pp. 118.
7. BSI (2010) BS 5950-3.1. A1. Structural use of steelwork in buildings. Design in composite construction. Code of practice for design of simple and continuous composite beams. BSI, London.
8. Vasdravellis, G., Uy, B., Tan, E.L., Kirkland, B. Behaviour and design of composite beams subjected to sagging bending and axial compression. Journal of Constructional Steel Research. 2015. 110. Pp. 29–39. DOI:10.1016/j.jcsr.2015.03.010.
9. Hadzalic, E., Barucija, K. Concrete shrinkage effects in composite beams. Construction of Unique Buildings and Structures. 2014. 26(11). Pp. 85–93. DOI:10.18720/CUBS.26.7. URL: <https://unistroy.spbstu.ru/article/2014.26.7> (date of application: 10.08.2020).
10. Champenoy, D., Corfdir, A., Corfdir, P. Calculating the critical buckling force in compressed bottom flanges of steel-concrete composite bridges. European Journal of Environmental and Civil Engineering. 2014. 18(3). Pp. 271–292. DOI:10.1080/19648189.2013.872581.
11. Gholamhoseini, A., Khanlou, A., MacRae, G., Scott, A., Hicks, S., Leon, R. An experimental study on strength and serviceability of reinforced and steel fibre reinforced concrete (SFRC) continuous composite slabs. Engineering Structures. 2016. 114. Pp. 171–180. DOI:10.1016/j.engstruct.2016.02.010.
12. Ye, J.H., Chen, W. Elastic restrained distortional buckling of steel-concrete composite beams based on elastically supported column method. International Journal of Structural Stability and Dynamics. 2013. 13(1). DOI:10.1142/S0219455413500016.
13. Beck, A.T., DaRosa, E. Structural Reliability Analysis Using Deterministic Finite Element Programs. Latin American Journal of Solids and Structures. 2006. 3. Pp. 197–222.
14. Padmarajaiah, S.K., Ramaswamy, A. A finite element assessment of flexural strength of prestressed concrete beams with fiber reinforcement. Cement and Concrete Composites. 2002. 24(2). Pp. 229–241. DOI:10.1016/S0958-9465(01)00040-3.
15. Kim, S., Lee, U. Effects of delamination on guided waves in a symmetric laminated composite beam. Mathematical Problems in Engineering. 2014. 2014. DOI:10.1155/2014/956043.
16. Zamaliyev, F.S. Vyyavleniye doeksplutatsionnykh napryazheniy i deformatsiy stalnykh balok-reber stalezhelezobonnogo perekrytiya. Vestnik MGSU. 2013. 7(114). Pp. 33–39.

Zamaliev, F.; Bikinin E.; Fekir K.

Self-stressed and prestressed steel-reinforced concrete beams;

2020; Construction of Unique Buildings and Structures; Volume 90 Article No 9007. doi: 10.18720/CUBS.90.7

17. Zamaliyev, F.S. Chislennyye i naturnyye eksperimenty prednapryazhennykh stalezhelezobetonnnykh balok. Vestnik MGSU. 2018. 3(114). Pp. 309–321. DOI:10.22227/1997-0935.2018.3.309-321.
18. Zamaliyev, F.S. Novyye stalezhelezobetonnnyye balki, otsenka ikh nesushchey sposobnosti. Sbornik dokladov Mezhdunarodnoy nauchno-prakticheskoy konferentsii, posvyashchennoy 150 letiyu so dnya rozhdeniya osnovatelya i pervogo zaveduyushchego kafedroy ZhBK professora A.F. Loleyta Moskva. 2018. Pp. 26–33.
19. Zamaliyev, F.S. K otsenke napryazhennogo sostoyaniya prednapryazhennykh stalezhelezobetonnnykh balok. Izvestiya KazGASU. 2017. 3(41). Pp. 87–97.
20. Nazmeeva, T. V., Vatin, N.I. Numerical investigations of notched C-profile compressed members with initial imperfections. Magazine of Civil Engineering. 2016. 62(2). Pp. 92–101. DOI:10.5862/MCE.62.9.
21. Zamaliyev, F., Bikkinin, E. Load Carrying Capacity of Prestressed Steel–Concrete Composite Construction. Lecture Notes in Civil Engineering. 2020. 70. Pp. 745–761. DOI:10.1007/978-3-030-42351-3\_66. URL: [https://link.springer.com/chapter/10.1007/978-3-030-42351-3\\_66](https://link.springer.com/chapter/10.1007/978-3-030-42351-3_66) (date of application: 10.08.2020).
22. Zamaliyev, F.S., E.G., B. Ispolzovaniye vnutrennikh napryazheniy stalezhelezobetonnnykh konstruktsiy dlya regulirovaniya usiliy. Sbornik dokladov Mezhdunarodnoy nauchno-prakticheskoy konferentsii, posvyashchennoy 150 letiyu so dnya rozhdeniya osnovatelya i pervogo zav. kafedroy ZhBK prof. A.F. Loleyta. 2018. Pp. 26–33.
23. Yurchenko, V. Designing of steel frameworks from thin-walled cold-formed profiles in SCAD Office. Magazine of Civil Engineering. 2010. 18(8). Pp. 38–46. DOI:10.18720/MCE.18.7. URL: <https://engstroy.spbstu.ru/article/2010.18.6> (date of application: 10.08.2020).
24. Vatin, N.I., Zhmarin, Y.N., Kurazhkova, V.G., Usanova, K.Y. Konstruirovaniye zdaniy i sooruzheniy. Legkiye stalnyye tonkostennyye konstruktsii.2012.
25. Kurlapov, D., Kuvayev, A.S., Rodionov, A.V., Valeyev, R.M. Strengthening of reinforced concrete structures using polymer compounds. Magazine of Civil Engineering. 2009. 5(3). Pp. 22–24. DOI:10.18720/MCE.5.4.