



УДК 624.012.35/45

**Замалиев Ф.С.** – кандидат технических наук, доцент

E-mail: [zamaliiev49@mail.ru](mailto:zamaliiev49@mail.ru)

**Казанский государственный архитектурно-строительный университет**

Адрес организации: 420043, Россия, г. Казань, ул. Зелёная, д. 1

**Учет начальных напряжений и деформаций,  
при оценке несущей способности сталежелезобетонных конструкций  
на эксплуатационные нагрузки**

**Аннотация**

*Постановка задачи.* Целью работы являлась разработка методики оценки напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных конструкций с учетом доэксплуатационных напряжений.

*Результаты.* Рассматривая начальное напряженно-деформированное состояние перекрытия при образовании нового сечения, усадку бетона в двух направлениях, его ползучесть и напряженное состояние изгибаемого элемента от длительного действия нагрузки получены новые выражения, описывающие напряженно-деформированное состояние сталежелезобетонной конструкции на стадии эксплуатации.

*Выводы.* Разработана методика оценки несущей способности сталежелезобетонных конструкций на эксплуатационной стадии с учетом начального напряженного состояния.

**Ключевые слова:** сталежелезобетонная конструкция, длительные нагружения, эксплуатационная стадия, усадка и ползучесть бетона.

Сталежелезобетонные конструкции у нас в стране достаточно широко применяются в мостовых пролетных строениях. Незначительное их применение в гражданском строительстве, видимо, связано с малой изученностью поведения сталежелезобетонных конструкций на эксплуатационные нагрузки. Труды исследователей [1-3, 7-10] и действующие нормы проектирования (Еврокод [4], СП 35.13330.2011 Мосты и трубы) посвящены оценке несущей способности и выявлению их действительного напряженно-деформированного состояния при кратковременных нагружениях.

В реальных условиях конструкции [5] в том числе, и сталежелезобетонные испытывают длительные нагружения. В бетоне, который является одной из основных частей сталежелезобетонного составного сечения, от длительного воздействия нагрузок возникают деформации ползучести. Кроме того, в начальной период при твердении бетона, интенсивно проявляется эффект усадки бетона [5].

Анализ и учет факторов влияющих на начальное напряженно-деформированное состояние при оценке прочности элемента на эксплуатационные нагрузки позволит получить наиболее надежные и экономичные решения.

Влияние внутренних факторов, в том числе усадки и ползучести бетона, на напряженно-деформированное состояние сталежелезобетонного сечения и их учет при оценке несущей способности сталежелезобетонных изгибаемых элементов на эксплуатационные нагрузки мало изучено, можно сказать, исследования находятся в начальной стадии. Собственные экспериментальные исследования [11-14] показывают, что после укладки бетона, в период его твердения происходит образование нового сталежелезобетонного сечения, что приводит к обратному выгибу ребер фрагмента плиты [11-12], начинается процесс усадки, затем ползучесть бетона (рис. 3, ист. [2]).

Экспериментальные исследования, проведенные на сталежелезобетонных балках и на плите размерами 3×3 м, позволяют анализировать напряженно-деформированное состояние балок и плит в период твердения бетона (рис. 1).

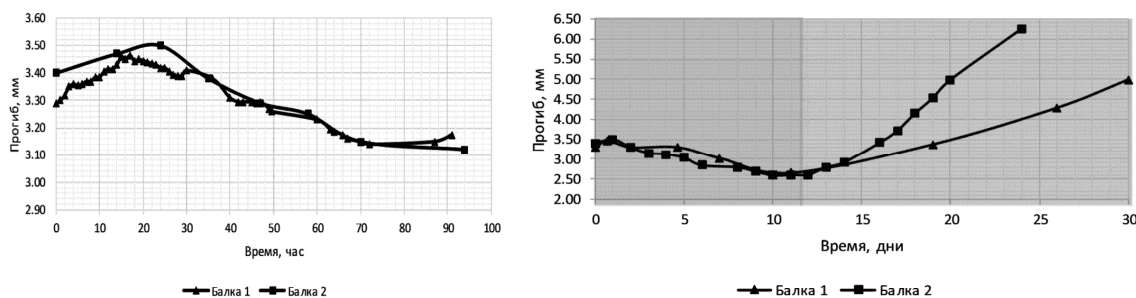


Рис. 1. Прогибы балки пролетом 4 м после укладки бетонной смеси

Прогиб балки под весом свежееуложенного бетона в течение первых суток от 0 до 24 часов после его укладки в опалубку увеличивается (рис. 1а), далее по мере образования нового сечения с бетонным верхним поясом наблюдается обратный выгиб (рис. 1б) вплоть до 13 дней. Затем из-за усадки бетона происходит обратный характер развития прогибов, который идет интенсивно до 50 дней и стабилизируется через три месяца от начала наблюдений (рис. 2а).

Для проверки предположения об образовании композиционного сечения с верхним бетонным поясом, плита 3х3м в период твердения бетона была нагружена кратковременный статический нагрузкой опертой на три точки общим весом 250 кг.

Приложение внешней нагрузки с ее опиранием на специальные закладные детали, оставленные в период изготовления сталежелезобетонной плиты 3×3 м, подтвердили образование сталежелезобетонного сечения и характер прогибов оставался прежним, т.е. как и при отсутствии внешней нагрузки [13] (рис. 2б).

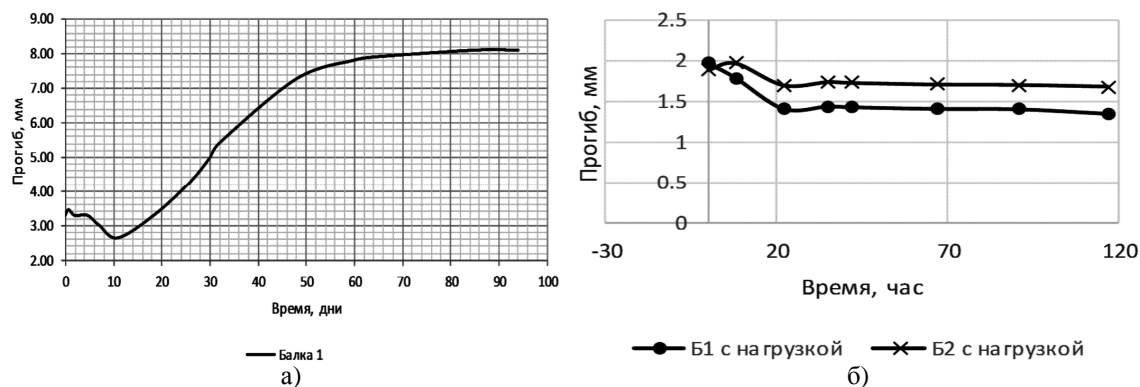


Рис. 2. Прогибы отдельной балки (а) и ребер плиты 3×3 м (б)

По данным тензодатчиков сталежелезобетонной балки, наклеенных на стальной двутавр, по высоте сечения построены эпюры напряжений для периода 0-11 дней наблюдений.

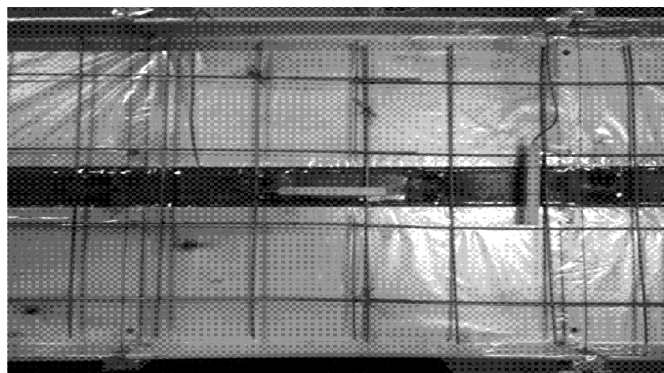


Рис. 3. Датчики деформаций бетона до укладки бетонной смеси

Построение эпюр напряжений на стальных ребрах балки [13] показывают изменение напряжений в них, характерных образованию составного сечения.

Для фиксации начала перехода бетона из жидкообразного в твердое состояние и образования нового сталебетонного сечения была изготовлена балка с верхним бетонным поясом без противоусадочной сетки. В теле бетона в середине сечения размещались специальные датчики деформаций вдоль (два) и поперек (один датчик) балки (рис. 3).

Замеры относительных деформаций бетона датчиками, оставленными в теле бетона сталежелезобетонной балки, показывают рост напряженно-деформированного состояния балки во время твердения бетона с первых часов наблюдений (рис. 4).

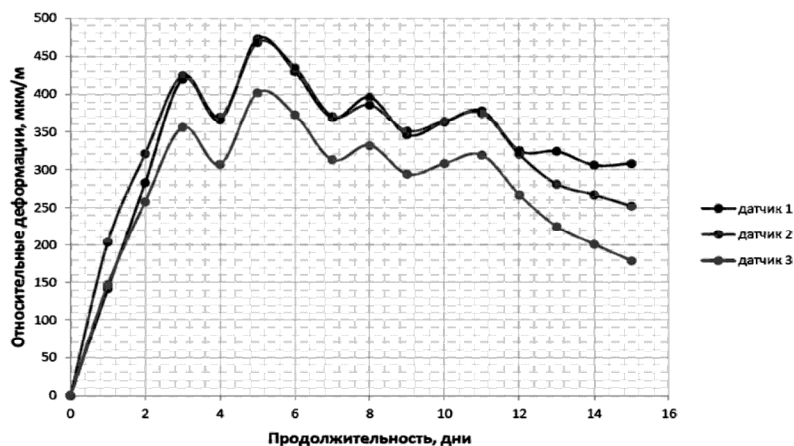


Рис. 4. Относительные деформации бетона вдоль (датчики 1-2) и поперек балки (датчик 3) по дням

В процессе твердения бетона вплоть до 3-5 дней идет образование нового сечения с верхней бетонной полкой. С 5 до 15 день наблюдений происходит интенсивная усадка бетона, причем поперек сечения усадка идет интенсивнее (с 400 усл. ед. до 180 усл. ед., т.е. на 55 %), а вдоль балки – с 450 усл. ед. до 300 усл. ед., т.е. на 33 %. Такую разницу можно объяснить наличием вдоль балки стального профиля, который оказывает большее удерживающее влияние на процесс усадки бетона.

Из анализа результатов экспериментов следует, что в первые сутки (до 6 часов для плиты размерами 6×6 м, 23 часа для балки пролетом 4 м) прогибы увеличиваются, что связано, с набуханием опалубки и набиранием твердеющим бетоном дополнительной влаги из окружающего воздуха. Затем, с продолжением процесса твердения бетона, происходит образование составного сталежелезобетонного сечения и вплоть до 23 ч для ребер плиты 6×6 м и 13 дн. для балки пролетом 4 м происходит обратный выгиб.

Разброс показаний можно объяснить резким отличием температурно-влажностного режима в период испытаний. Плита 6×6 м испытывалась в летнее время, когда  $t^0$  наружного воздуха и в помещении была 24-28 °С. Плита 3×3 м и балка пролетом 4 м испытывались в зимнее время в условиях лаборатории КГАСУ, когда на улице  $t^0$  была -20-26 °С, а в помещении +15-17 °С. Кроме того у отдельной балки в бетонной плите отсутствовала гибкая арматура, как их называют противоусадочной арматурой в источнике [15].

Анализ изменений напряжений в крайних фибрах поясов и в зоне нейтральной оси стального ребра экспериментальной плиты 6×6 м [10] тоже подтверждает образование нового сечения со стальным ребром по мере твердения бетона. С момента укладки бетона до 4 часов происходит медленное наращивание напряжений на уровне нейтральной оси (теоретически не должно меняться), затем идет резкое увеличение напряжений (в 3-4 раза) и подъем нейтральной оси, элемента, работавшего как стальная балка на новый уровень соответствующей нейтральной оси нового сталежелезобетонного элемента (рис. 4 ист. [11]).

Изменения напряжений в верхнем поясе стального ребра плиты тоже происходят интенсивно (рис. 5 ист. [10]). За 14 часов с начало твердения бетона плиты напряжения в верхнем поясе уменьшаются в 5 раз, что подтверждает образование нового сечения и включение бетонной части в работу изгибаемого элемента.

Процесс твердения бетона, протекающий в течение длительного времени, сопровождается возникновением и развитием в сталежелезобетонных стержнях собственных напряжений, вызванным образованием составного сечения, усадкой бетона. Свободной усадке бетона препятствует как гибкая арматура в теле бетона, так и стальной профиль с которым его связывают анкерные стержни.

При действии эксплуатационной нагрузки из-за ползучести бетона происходит перераспределение напряжений между бетоном, арматурой и стальным профилем.

Рассматриваем напряженное состояние составных сечений, расположенных на достаточном удалении от концов стержня, где можно полагать как в источнике [5], сечения остаются плоскими в течение всего напряженного состояния, стальная арматура и профиль работают совместно. Считаем также, что эпюры нормальных напряжений изменяются по высоте сечений по линейному закону.

В действительности при высыхании бетона влажность (как следствие усадка и ползучесть) по толщине стержня изменяются неравномерно. При учете этого обстоятельства эпюры напряжений в бетоне приобретают нелинейный характер, особенно ярко усадочные напряжения, однако для немассивных стержней считают, что с достаточным для практики приближением можно принять линейный закон изменения напряжений в сечении [5]. Определяем начальные напряжения, появившиеся при твердении бетона вызванные усадкой бетона, от действующих нагрузок и ползучести бетона.

Основные предпосылки:

- бетон рассматривается как однородный изотропный материал;
- между мгновенными деформациями и напряжениями существуют линейная зависимость;
- для деформаций ползучести принимается принцип наложения, т.е. суммарная деформация ползучести при переменном напряжении может быть найдена как сумма деформаций ползучести вызванных соответствующими приращениями напряжений;
- абсолютные величины деформаций, как упругости, так и ползучести принимаются независимыми от знака напряжений.

Начальное напряженно-деформированное состояние стального профиля в сечениях максимального изгибающего момента от действия только что уложенной бетонной смеси (рис. 5б) определяются по общеизвестным формулам:

$$s_{pr_i} = s'_{pr_i} = \frac{M}{J_{pr}} y_{pr} \tag{1}$$

Начальные кривизна и прогиб:

$$\frac{1}{r} = \frac{M_1}{J_{pr} E_{pr}}; f_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{g_{bc} l^4}{J_{pr} E_{pr}} \tag{2}$$

где  $M_1$  – момент в балке от свежееуложенного бетона и опалубки,  $g_{bc}$  – вес бетонной смеси и опалубки.

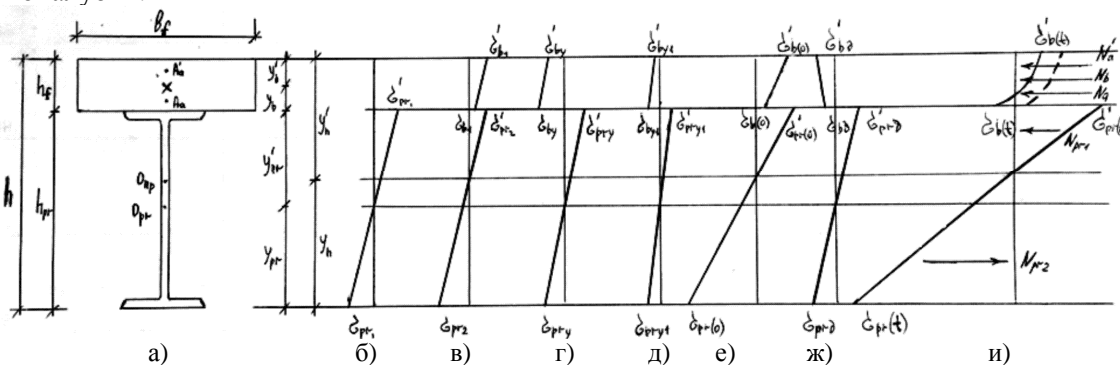


Рис. 5. Напряженное состояние сечения от эксплуатационных нагрузок, с учетом доэксплуатационных напряжений:

- а) поперечное сечение; б) эпюра напряжений в стальном профиле от свежееуложенного бетона;
- в) эпюра начальных напряжений от образования нового сечения;
- г) эпюра напряжений от усадки бетона вдоль ребер; д) эпюра напряжения от поперечной усадки;
- е) эпюра напряжений от действия внешней нагрузки (t=0);
- ж) эпюра напряжений от ползучести бетона, и) эпюра установившихся напряжений  $\sigma(t)$

При твердении бетона в сечении изгибаемого элемента возникает напряженное состояние от появления бетонного верхнего пояса составного сечения и от собственного веса (бетон + стальной профиль) (рис. 5в).

Напряжения и усилия, развивающиеся в новом составном сечении (рис. 7) должны взаимно уравниваться. Из-за малости усилий в арматуре плиты в период твердения бетона ими пренебрегаем:

$$N_{b_1} + N_{pr_1} = 0, \tag{3}$$

$$N_{b_1} (y_b + y'_{pr}) + M_{b_1} + M_{pr_1} = M_1, \tag{4}$$

где  $M_1$  – момент от собственного веса бетона и профиля. Уравнение совместности деформаций плиты и стального профиля на уровне шва «сталь-бетон»:

$$\frac{s'_{pr_1}}{E_{pr}} = \frac{s_{b_1}}{E_{b_1}}, \tag{5}$$

где  $E_{b_1} = kE_b$ ,  $k$  – коэффициент соответствующий возрасту бетона.

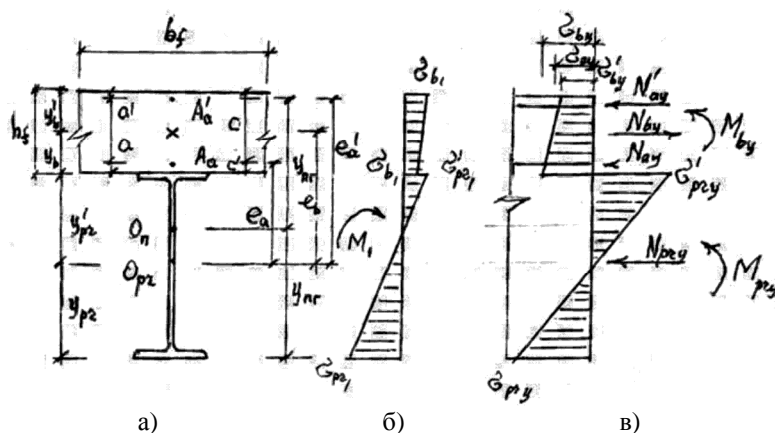


Рис. 6. Расчетная схема для определения начальных напряжений:  
а) поперечное сечение; б) напряжения от образования нового сечения;  
в) напряжения от усадки бетона

Уравнение равенства кривизн плиты и стального профиля:

$$\frac{s'_{pr_1} - s_{pr_1}}{E_{pr} h_{pr}} = \frac{s_{b_1} - s_{b_1}}{E_{b_1} h_f}. \tag{6}$$

В уравнениях (3) и (4):

$$M_{b_1} = \frac{s_{b_1} - s_b}{h_f} J_f, \tag{7}$$

$$N_{pr_1} = \frac{s'_{pr_1} y_{pr} + s_{pr_1} y'_{pr}}{h_{pr}} A_{pr}, \tag{8}$$

$$M_{pr_1} = \frac{s'_{pr_1} - s_{pr_1}}{h_{pr}} J_{pr}, \tag{9}$$

$$s_{b_1} = \frac{M_1}{J} y_{nz}, \tag{10}$$

где  $M_1 = \frac{g_{ca} l^2}{8}$ ;  $J = J_{pr} + h A_f (y_b + y_{pr})^2$ ,

$$s_{b_1} = \frac{M_1}{J} y_{nz}. \tag{11}$$

Подставляя уравнение (5) в (11) находим:

$$s'_{pr_1} = \frac{M_1}{J} y_{n2}' E_{pr}. \quad (12)$$

Подставляя уравнение (6) в (12) получим:

$$s_{pr_1} = \frac{M_1}{J} \left[ \frac{y_{n2}}{h_{pr}} - \frac{(y_{n2}' - y_{n2})}{E_b h_f} \right] E_{pr}' h_{pr}. \quad (13)$$

Под влиянием усадки бетона в сечении изгибаемого элемента возникает дополнительное напряженное состояние, что объясняется задерживающим влиянием стального профиля и арматуры на свободную усадку монолитного бетона (рис. 5г).

В связи с тем, что напряжения и усилия, развивающиеся в сечении от усадки, относятся к категории собственных, и они должны взаимно уравновешиваться.

Условия равновесия сил и моментов:

$$N_{by} + N_{pry} + N_{ay}' + N_{ay} = 0, \quad (14)$$

$$N_{by} e_b + N_{ay}' e_a + N_{ay} e_a + M_{by} + M_{pry} = 0. \quad (15)$$

Условие равенства кривизны изогнутых осей монолитной плиты и стального профиля:

$$\frac{M_{by}}{E_b J_n} g = \frac{M_{pry}}{E_{pr} J_{pr}}, \quad (16)$$

где при не учете обратимости деформаций ползучести [5]:

$$g = 1 + \frac{j_t}{2},$$

где  $\varphi_t$  – характеристика ползучести бетона.

Условия равенства деформаций бетона и арматуры, стального профиля и монолитного бетона плиты на уровне контактной плоскости «сталь-бетон»:

$$\frac{s'_{ay}}{E_a} - \frac{s_{by}}{E_b} g = e_y(t); \quad \frac{s_{ay}}{E_a} - \frac{s_{by}}{E_b} g = e_y(t), \quad (17)$$

$$\frac{s'_{pr}}{E_{pr}} - \frac{s_{by}}{E_b} g = e_y(t). \quad (18)$$

В приведенных уравнениях значения усилий и моментов запишутся:

$$N_{by} = \frac{s_{by} y_b + s_{by}' y_b}{h_n} A_n, \quad (19)$$

$$M_{by} = \frac{s_{by}' - s_{by}}{h_n} J_n, \quad (20)$$

$$N_{pry} = \frac{s_{pry} y_{pr} + s_{pry}' y_{pr}}{h_{pr}} A_{pr}, \quad (21)$$

$$M_{pry} = \frac{s_{pry}' - s_{pry}}{h_{pr}} J_{pr}, \quad (22)$$

$$N_{ay}' = s_{ay}' A_a'; \quad N_{ay} = s_{ay} A_a, \quad (23)$$

где  $\varepsilon_y(t)$  – относительные деформации усадки бетона плиты к моменту времени (t);  $A_n, A_{pr}, A_a', A_a, J_n, J_{pr}$  – площади поперечного сечения плиты, стального профиля, арматуры и моменты инерции плиты и профиля.

Из уравнений (3), (4), (7), (8) находим:

$$s'_{pry} = e_y(t) E_{pr} + n g s_{by}, \quad (24)$$

$$s_{pry} = e_y(t) E_{pr} + (s_{by} h - s_{by}' h_{pr}) \frac{n g}{h_n}. \quad (25)$$

Из уравнений (1)-(2) получим:

$$s_{by}' = \frac{w_2 w_4}{w_3 w_5 - w_1 w_4}, \quad (26)$$

$$s_{by} = \frac{w_2 w_3}{w_3 w_5 - w_1 w_4}, \tag{27}$$

где

$$w_1 = A_n y_6 - ng A_{pr} y'_{pr}, \tag{28}$$

$$w_2 = e_y(t) E_{pr} A_{pr} h_{pr}, \tag{29}$$

$$w_3 = A_n y_b (y'_{pr} + y_b) + J_n + ng J_{pr}, \tag{30}$$

$$w_4 = A_n y_b (y'_{pr} + y_b) - J_n - ng J_{pr}, \tag{31}$$

$$w_5 = A_n y_b + ng A_{pr} (y'_{pr} + h_{pr}), \tag{32}$$

$$s'_{ay} = (s_{by} a' + s_{by} a) \frac{ng}{h_n} + e_y(t) E_a, \tag{33}$$

$$s'_{ay} = (s'_{by} c' + s_{by} c) \frac{ng}{h_n} + e_y(t) E_a. \tag{34}$$

Кривизну, вызванную усадкой, можно определить по кривизне стального профиля:

$$\frac{1}{r_y} = \frac{M_{pry}}{E_{pr} J_{pr}}. \tag{35}$$

Принимая приближенно, что момент распределяется по длине элемента по прямоугольному закону [6], прогиб сталежелезобетонной балки от усадки можно записать:

$$f_y = \frac{1}{8} \frac{M_{pry}}{E_{pr} J_{pr}}. \tag{36}$$

Для учета усадки бетона в поперечном направлении (рис. 5д) введем коэффициент поперечного расширения упругой деформации «v», который равен для бетона [6] v=0,13-0,22.

Тогда выражения для учета поперечных напряжений от усадки бетона будут:

$$s'_{by} = ns'_{by}; s_{by\perp} = ns_{by}; s'_{ay\perp} = ns'_{ay}; s'_{pry\perp} = ns'_{pry}; s_{pry\perp} = ns_{pry}; s_{ay\perp} = ns_{ay}. \tag{37}$$

Дополнительный прогиб от поперечной усадки бетона:

$$f_{y\perp} = n f_y. \tag{38}$$

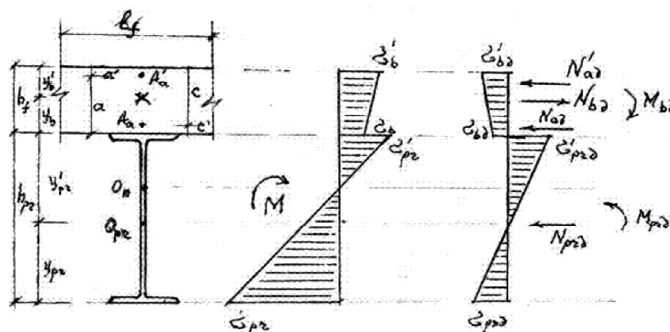


Рис. 7. Напряженное состояние сечения для определения напряжений ползучести бетона

Для определения напряжений, вызванных ползучестью бетона (рис. 7) составим следующие уравнения:

$$N_{bg} - N_{prg} - N'_{ag} - N_{ag} = 0, \tag{39}$$

$$N_{bg} (y'_{pr} + y_b) - N'_{ag} (a + y'_{pr}) - N_{ag} (c + y'_{pr}) + N_{bg} - M_{prg} = 0, \tag{40}$$

где

$$N_{bg} = (s'_{bg} y_b + s_{bg} y'_b) \frac{A_f}{h_f}, \tag{41}$$

$$N_{bg} = (s'_{bg} - s_{bg}) \frac{J_f}{h_f}, \tag{42}$$

$$N_{pr} \left( s'_{prg} y_{pr} + s_{prg} y'_{pr} \right) \frac{A_{pr}}{h_{pr}}, \quad (43)$$

$$N_{prg} \left( s'_{prg} - s_{pr} \right) \frac{J_{pr}}{h_{pr}}. \quad (44)$$

Уравнение совместности деформаций плиты и стального профиля на уровне шва «сталь-бетон»:

$$\frac{s'_{prg}}{E_{pr}} = \frac{s_b}{E_b} f_t + \frac{s_{bg}}{E_b} g. \quad (45)$$

Уравнение равенства дополнительных кривизн плиты и стального профиля:

$$\frac{s'_{prg} - s_{prg}}{E_{pr} h_{pr}} = \frac{s_b - s_b}{E_b h_b} f_t + \frac{s'_{bg} - s_{bg}}{E_b h_b} g. \quad (46)$$

Из уравнений (46)-(47):

$$s'_{prg} = n s_{bg} f_t + s'_{pr} f_t, \quad (47)$$

$$s_{prg} = (s_{bg} h - s'_{by} h_{pr}) \frac{ng}{h_f} + s_{npr} f_t. \quad (48)$$

Напряжения в бетоне из-за ползучести бетона:

$$s'_{bg} = \frac{w_2 w_4 - w_{56}}{w_3 w_6 - w_1 w_4}, \quad (49)$$

$$s_{bg} = \frac{w_1 w_5 - w_2 w_3}{w_3 w_6 - w_1 w_4}, \quad (50)$$

где

$$w_2 = (s'_{pr} y_{pr} + s_{pr} y'_{pr}) \frac{A_{pr} h_f}{h_{pr}} f_t, \quad (51)$$

$$w_5 = (s'_{pr} - s_{pr}) \frac{J_{pr} h_f}{h_{pr}} f_t, \quad (52)$$

остальные  $w_1, w_3, w_4, w_6$  – определяют по формулам (28)-(32).

Исходя из равенства кривизн бетонной плиты и стального профиля дополнительная кривизна:

$$\frac{1}{r_y} = \frac{M_{pr0}}{E_{pr} J_{pr}}. \quad (53)$$

Дополнительный прогиб:

$$f_0 = \frac{5}{48} \frac{M_{pr0}}{E_{pr} J_{pr}}. \quad (54)$$

По аналогии с ранее записанными выражениями для сталежелезобетонного элемента, состоящего из стального профиля и монолитной бетонной плиты [9] можно записать выражения для определения напряженно-деформированного состояния изгибаемого элемента с учетом начального напряженно-деформированного состояния:

$$N_x = N_b + N'_a + N_a + N_{pr1} - N_{pr2} = 0, \quad (55)$$

или

$$N_x = \int_0^{h_f} s_b(t) b_f dh_f + s'_a(t) + s_a(t) + s_{pr1}(t) A_{pr1} - s_{pr2}(t) A_{pr2}, \quad (55a)$$

где  $s_b(t)$  – значение напряжений от эксплуатационной нагрузки с учетом начальных значений с момента твердения бетона. Все установившиеся напряжения определяются как сумма всех значений начальных напряжений со своим знаком:

$$s'_b(t) = s'_{b1} + s'_{by} + s'_{by\perp} + s'_{b(0)} + s'_0,$$

$$s_b(t) = s_{b1} + s_{by} + s_{by\perp} + s_{b(0)} + s_0,$$

$$s'_a(t) = s'_{ay} + s'_{ay\perp} + s'_{a(0)} + s'_{a0},$$



$$S_a = S_{ay} + S_{ay_{\perp}} + S_{a(0)} + S_{ad},$$

$$S'_{pr}(t) = S'_{pr_1} + S'_{pr_2} + S'_{pr_y} + S'_{pr_{y_{\perp}}} + S'_{pr(0)} + S'_{pd},$$

$$S_{pr}(t) = S_{pr_1} + S_{pr_2} + S_{pr_y} + S_{pr_{y_{\perp}}} + S_{pr(0)} + S_{prd}.$$

Методом последовательных приближений (итераций) по формуле (55a) определяем высоту сжатой зоны «х», до выполнения условия  $\Delta N_x \leq \alpha$ , где  $\alpha$  – заданная точность вычислений.

Уравнение изгибающих моментов запишется в следующем виде:

$$M_z = N_b z_1 + N'_a z_2 + N_a z_3 + N_{pr_1} z_4 + N_{pr_2} z_5, \tag{56}$$

где  $N$  – внутреннее усилие от суммарных напряжений соответствующего слоя составного сечения;

$z_{i(1-5)}$  – плечо соответствующего внутреннего усилия до нейтральной оси составного сечения.

Прочность сталежелезобетонных конструкций оценивается исходя из условия:

$$M_3 \leq M_z, \tag{57}$$

где  $M_3$  – изгибающий момент от эксплуатационной нагрузки.

Полный прогиб изгибаемого составного элемента от эксплуатационной нагрузки с учетом начальных и дополнительных прогибов будет:

$$f = f_1 - f_2 + f_y + f_{y_{\perp}} + f_d + f_{экс(t)}. \tag{58}$$

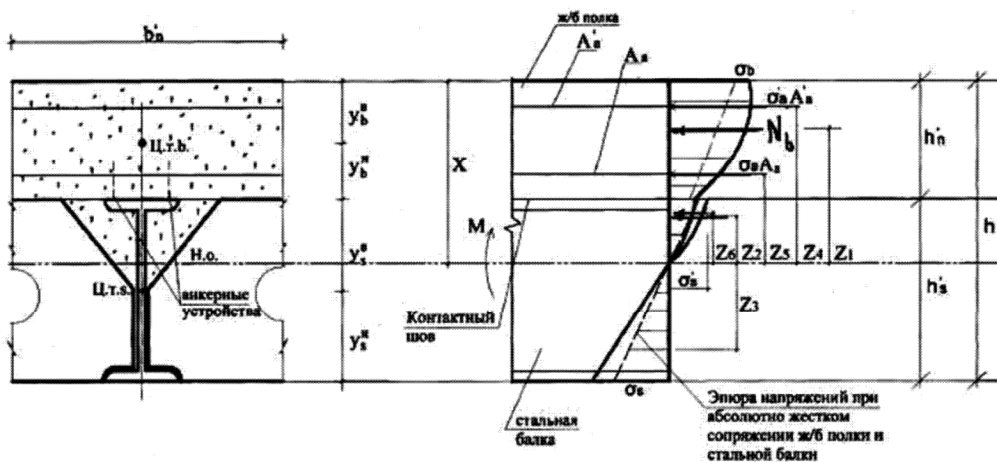


Рис. 8. Схема усилий и напряжений в сталежелезобетонном сечении

В общественных и жилых зданиях может найти применение сталежелезобетонное перекрытие по стальным балкам с легкобетонными вкладышами [16]. В отличие от перекрытий с монолитной плитой по стальным балкам оно имеет ряд преимуществ, таких как: не нужен подвесной потолок, обладает лучшими показателями огнезащиты и шумозащиты и т.п.

Для такого перекрытия (рис. 8) формулы прочности запишутся аналогично (55)-(56):

$$N_z = N_b + N_{b_v} + N'_a + N_a + N_{pr_1} - N_{pr_2} = 0, \tag{59}$$

$$M_z = N_b z_1 + N'_{b_v} z_2 + N_{pr_2} z_3 + N'_a z_4 + N_a z_5 + N_{pr_1} z_6. \tag{60}$$

**Список библиографических ссылок**

1. Hicks S. J., Lawson R. M., Lan D. Design considerations for composite beams using precast cocete slabs. In : Composite Construction in Steel and Cocrete V. American Society of Civil Engineers. New York, 2006. P. 190–201.
2. Lange J. Design of edge beams in slim floors using precast hollow core slabs. In : Composite Construction in Steel and Concrete V. American Society of Civil Engineers. New York, 2006. P. 260–269.

3. Leskela M. V. Finnish code provisions for the design of the hollow core slabs supported on beams. In: Composite Construction in Steel and Concrete V. American Society of Civil Engineers. New York, 2006. P. 202–213.
4. Eurocode 4: Design of concrete structures. Part 1: General rules for building. European Committee for Standardization, 2002. 226 p.
5. Голышев А. Б., Полищук В. П., Руденко И. В. Расчет железобетонных систем с учетом фактора времени. Киев, 1984. 128 с.
6. Голышев А. Б. Расчет предварительно напряженных железобетонных конструкций с учетом длительных процессов. М., 1964. 151 с.
7. Hadzalic E., Barucija K. Concrete shrinkage effects in composite beam // Construction of unique buildings and structures. 2014. № 11 (26). P. 85–93.
8. Construction metallique. Paris, France : Revue № 4, 1991.
9. Мирсаяпов И. Т., Замалиев Ф. С. Расчет прочности сталежелезобетонных изгибаемых конструкций на основе аналитических диаграмм // Разработка и исследование металлических и деревянных конструкций: сборник научных трудов. Казань : КГАСУ, 1999. С. 142–149.
10. Замалиев Ф. С. Учет нелинейных свойств материалов и податливости слоев при расчете прочности сталежелезобетонных перекрытий // Промышленное и гражданское строительство. 2013. № 5. С. 38–41.
11. Замалиев Ф. С. Напряженно-деформированное состояние сталежелезобетонной конструкции на этапе возведения // Известия КГАСУ. 2011. № 1 (15). С. 72–76
12. Замалиев Ф. С. Выявление доэкспериментальных напряжений и деформаций стальных балок-ребер сталежелезобетонных перекрытий // Вестник МГСУ. 2013. № 7. С. 33–39.
13. Замалиев Ф. С., Биккинин Э. Г. Экспериментальные исследования начального напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных балок и плит // Известия КГАСУ. 2015. № 2 (32). С. 149–152.
14. Замалиев Ф. С., Биккинин Э. Г. Основные факторы, влияющие на начальные напряженно-деформированное состояние сталежелезобетонных конструкций // Известия КГАСУ. 2015. № 4 (34). С. 161–165.
15. Айрумян Э. Л., Каменщиков Н. И., Румянцева И. А. Особенности расчета монолитных плит сталежелезобетонных перекрытий по профилированному стальному настилу // Журнал ПГС. 2015. № 9. С. 21–29
16. Сборно-монолитное перекрытие : пат. 133549 Рос. Федерация. № 2913119949/03 ; заяв. 29.04.2013 ; опубл. 20.10.2013, Бюл. № 29. 2 с.

**Zamaliyev F.S.** – candidate of technical sciences, associate professor

E-mail: [zamaliyev49@mail.ru](mailto:zamaliyev49@mail.ru)

**Kazan State University of Architecture and Engineering**

The organization address: 420043, Russia, Kazan, Zelenaya st., 1

### **Accounting initial stresses and strains in the evaluation of the bearing capacity of composite steel-concrete structures for operational load**

#### **Abstract**

*Problem statement.* The aim is to develop a methodology for assessing the stress-deformed state of composite steel-concrete structures subject to operational stresses.

*Results.* Considering the initial stress-strain state of overlapping with the formation of a new section, concrete shrinkage in two directions, its creep and stress state of a flexible element of the long-term action of the load received new expressions describing the stress-strain state of a composite steel-concrete structure during the operational phase.

*Conclusions.* A method for evaluating the bearing capacity of composite steel-concrete structures at the operational stage, taking into account the initial state of stress.

**Keywords:** composite steel-concrete structures, long-term loading, the operational stage, the shrinkage and creep of concrete.

### References

1. Hicks S. J., Lawson R. M., Lan D. Design considerations for composite beams using precast concrete slabs. In: Composite Construction in Steel and Concrete V. American Society of Civil Engineers, New York. 2006. P. 190–201.
2. Lange J. Design of edge beams in slim floors using precast hollow core slabs. In: Composite Construction in Steel and Concrete V. American Society of Civil Engineers, New York. 2006. P. 260–269.
3. Leskela M.V. Finnish code provisions for the design of the hollow core slabs supported on beams. In: Composite Construction in Steel and Concrete V. American Society of Civil Engineers. New York, 2006. P. 202–213.
4. Eurocode 4: Design of concrete structures. Part 1: General rules for building. European Committee for Standardization, 2002. 226 p.
5. Golishev A. B., Polischuk V. P., Rudenko I. V. Calculation of reinforced concrete systems, taking into account the time factor. Kyiv, 1984. 128 p.
6. Golishev A. B. Calculation of prestressed concrete structures taking into account the long-term processes. M., 1964. 151 p.
7. Hadzalic E., Barucija K. Concrete shrinkage effects in composite beam // Construction of unique buildings and structures. 2014. № 11 (26). P. 85–93
8. Construction metallique. Paris, France : Revue № 4, 1991.
9. Mirsayapov I. T., Zamaliev F. S. Strength calculation of steel reinforced concrete bent designs on the basis of analytical charts // Development and research of metal and wooden structures: a collection of scientific works. Kazan : KGASA, 1999. P. 142–149.
10. Zamaliev F. S. Accounting for non-linear properties of the materials and pliability of the layers in the calculation of the strength of composite steel-concrete slabs // Industrial and civil construction. 2013. № 5. P. 38–41.
11. Zamaliev F. S. Stress-strain state of a composite steel-concrete structure at the stage of the construction // Izvestija KGASU. 2011. № 1 (15). P. 72–76.
12. Zamaliev F. S. Revealing to the experimental stress and strain of steel beams, ribs of composite steel-concrete slabs // Vestnik MGSU. 2013. № 7. P. 33–39.
13. Zamaliev F. S., Bikkinin E. G. Experimental studies of the initial stress-strain state of composite steel-concrete beams and plates // Izvestiya KGASU. 2015. № 2 (32). P. 149–152.
14. Zamaliev F. S., Bikkinin E. G. Major factors affecting the initial stress-strain state of composite steel-concrete structures // Proceedings KGASU. 2015. № 4 (34). P. 161–165.
15. Hayrumyan E. L., Kamenschikov N. I., Rumyantseva I. A. Features of the calculation of monolithic slabs of composite slabs profiled steel decking // PGS Journal. 2015. № 9. P. 21–29.
16. Collapsible monolithic slab : patent 133549 Russ. Federation. № 2913119949/03 ; decl. 04.29.2013 ; publ. 20.10.2013, Bull. in № 29. 2 p.