



УДК 624.012.35/45

Замалиев Ф.С. – кандидат технических наук, доцент

E-mail: zamaliiev49@mail.ru

Казанский государственный архитектурно-строительный университет

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

К оценке напряженного состояния преднапряженных сталежелезобетонных балок

Аннотация

Постановка задачи. Целью работы являлась разработка методики оценки напряженного состояния сталежелезобетонных преднапряженных балок с учетом потерь преднапряжения и длительных процессов.

Результаты. Для двух вариантов конструктивного выполнения преднапряжения балки составного сечения, рассматривая начальное преднапряжение только профиля, а также обжатие бетона и стального профиля от усилий преднапряженной арматуры и потерь со временем, получены новые выражения описывающие напряженное состояние сталежелезобетонной балки, а также потерь из-за ползучести и усадки бетона.

Выводы. Разработана методика оценки напряженного состояния преднапряженных сталежелезобетонных балок при действии эксплуатационных нагрузок. Записаны формулы напряжений в бетоне, в стальном профиле от эксплуатационных нагрузок с учетом усилий преднапряжения. Определены потери предварительного напряжения в напрягаемой арматуре, в бетоне из-за его ползучести и усадки.

Ключевые слова: преднапряженная сталежелезобетонная балка, эксплуатационная нагрузка, потери напряжений, деформации, ползучесть, усадка бетона.

Эффект преднапряжения строительных конструкций давно занимает умы инженеров и исследователей. Оно достойное применение нашло в железобетонных и металлических конструкциях [1-3], использовали преднапряжения как в балках, плитах, так и в фермах. В нашей стране вопрос применения предварительно напряженной арматуры в железобетоне был принят в 1928 г., впервые индустриально было использовано в 1936 г. при изготовлении опор канатной сети закавказских железных дорог [2]. В металлических конструкциях преднапряжение [1] уменьшает деформативность и позволяет экономить металл, в железобетоне позволяет избавиться от ряда основных его недостатков: обеспечивает жесткость, трещиностойкость, снижает вес и как следствие повышает экономичность, возможность рационального использования высокопрочной арматуры. В сталежелезобетонных конструкциях преднапряжение пока не столь распространенное явление, видимо, сказывается недавнее их начало интенсивного применения в гражданских и промышленных зданиях (50-е годы прошлого столетия в перекрытиях). Хотя, известно использование преднапряженных балок сталежелезобетонного сечения в Великобритании при строительстве виадуков и пешеходных мостов [2]. У нас в стране имеются новые технические решения в виде патентов преднапряженных сталежелезобетонных балок [11-13]. Применение преднапряжения в сталежелезобетонных конструкциях по сравнению с известными преднапряженными металлическими и железобетонными балками приводит к ряду преимуществ: исчезают «висячие» часто за пределами сечения металлической балки затяжки, а по сравнению с железобетонными балками упрощаются анкерующие узлы затяжек в торцах балки, т.к. они размещаются в опорных элементах самой металлической балки. Труды исследователей по сталежелезобетонным конструкциям в основном посвящены выявлению действительного напряженно-деформированного состояния и использованию работы материалов (бетона и стали) в упругой и упругопластической стадиях [4-11].

Выявлению напряженного состояния металлических преднапряженных мостовых пролетов, балок и ферм покрытий промышленных и гражданских зданий [1, 2], железобетонных преднапряженных мостовых конструкций, гидротехнических и промышленных зданий, а также гражданских [3] посвящено значительное количество работ. Оценке напряженного состояния преднапряженных сталежелезобетонных балок от действия эксплуатационных нагрузок с учетом потерь от усадки и ползучести бетона посвящена данная статья.

Расчет предварительно напряженных конструкций требует определения напряженно-деформированного состояния, как от внешних воздействий, так и от предварительных воздействий и внутреннего напряженно-деформированного состояния (в первую очередь от усадки бетона). При выявлении действительного напряженно-деформированного состояния уже 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.

При изготовлении преднапряженных железобетонных балок в основном применяют натяжение арматуры на упоры или на бетон. В сталежелезобетонных конструкциях, благодаря наличию в составе сечения жесткого стального профиля, натяжение арматуры производят на сам профиль [11-13], т.е. образуется стальная преднапряженная балка, затем бетонируются боковые полости, после приобретения бетоном гостированной прочности, отпуская натяжение арматуры, обжимается бетон.

Образование составной балки, возможно, путем обетонирования преднапряженной стальной балки [11-13]. Тогда составная балка на действие эксплуатационных нагрузок будет работать аналогично железобетонному сечению с жесткой арматурой [3], но с той разницей, что в сечении наряду с внутренними усилиями от эксплуатационных нагрузок будет присутствовать внутренняя сила затяжки N_H . От действия силы N_H стальная балка (до её обетонирования) подвергается внецентренному сжатию, вызывающему, в верхнем поясе балки, растяжение¹:

$$s'_B = \frac{g_1 N_H}{A} + \frac{g_1 N_H h}{W_B}, \quad (1)$$

а в нижнем поясе – сжатие:

$$s'_H = -\frac{g_1 N_H}{A} - \frac{g_1 N_H h}{W_H}, \quad (2)$$

где $\gamma_1 \geq 1$ – коэффициент надежности контроля усилия предварительного натяжения;

W_B, W_H – моменты сопротивления стальной балки для верхнего и нижнего волокон, соответственно.

В дальнейшем обетонированная стальная балка при нагружении эксплуатационной нагрузкой, начинает работать как шпренгельная система с дополнительным усилием X_1 в затяжке, которое вызывает в балке дополнительные напряжения¹.

Суммарные напряжения от совместного действия N_H и внешней нагрузки в обетонированной стальной балке можно определить по аналогии с формулами¹, с добавлением характеристик сжатой части бетона:

- в верхнем поясе стального профиля:

$$s_B = -\frac{g_1 N_H X_1}{A + nA_{bc}} - \frac{M - (g_1 N_H + X_1)h}{(W_B + nJ_b / \gamma_1)}; \quad (3)$$

- в нижнем поясе:

$$s_H = -\frac{g_1 N_H X_1}{A + nA_{bc}} + \frac{M - (g_1 N_H + X_1)h}{(W_H + nJ_b / \gamma_1)}, \quad (4)$$

где A – площадь стального профиля, A_{bc}, J_b – площадь и момент инерции сжатой зоны бетона, γ_1 – расстояние до сжатой зоны бетона, $n = E_{pr}/E_b$.

Усилия самонапряжения X_1 и предварительного напряжения N_H возникающие до обетонирования стального профиля определяются по известным формулам приведенным в источнике [2].

Рассмотрим напряженное состояние стального преднапряженного обетонированного сечения от эксплуатационной нагрузки (рис. 1). По аналогии с железобетонным сечением с жесткой арматурой [3] высоту сжатой зоны определяем из условия равновесия в зависимости от эпюры напряжений (криволинейная или прямоугольная).

¹Муханов К.К. Металлические конструкции. Учебник для вузов. Изд-е 3-е испр. и доп. М.: Стройиздат, 1978. С. 237-250.

$$\sigma_b(e_b)bdx = 2\sigma_{pr}t_w d(0,5h - x) + N_H \quad (5)$$

или

$$2R_{pr}t_w x + R_b b_x x = R_{pr}t_w h + N_H. \quad (5a)$$

Проверку прочности сечения можно выполнить по формуле:

$$M \leq 0,5\sigma_b b x^2 + R_{pr} \frac{W_{pl}}{e} + (0,5h - x)^2 t_w \sigma_u + N_H (h - x - a), \quad (6)$$

где $W_{pr} = 1,17 \cdot W_x$, a – расстояние от преднапряженной арматуры до нижнего края балки.

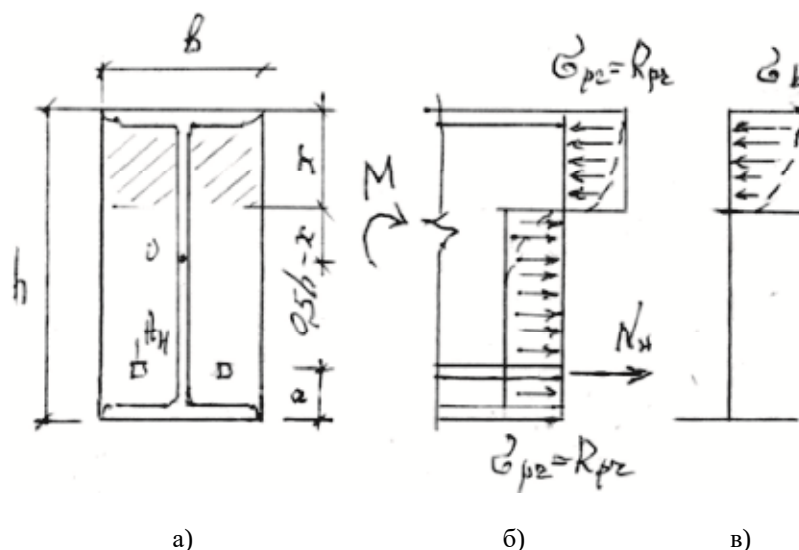


Рис. 1. Схема напряжений и усилий в сталежелезобетонном сечении:
а) поперечное сечение; б) эпюра напряжений стального профиля; в) эпюра напряжений бетона

Работа сталежелезобетонной преднапряженной балки при действии эксплуатационной нагрузки отличается как от работы обетонированной преднапряженной стальной балки, рассмотренной выше, так и от железобетонной преднапряженной балки². Однако, в её работе, как в железобетонной преднапряженной балке, можно выделить две стадии работы (доэксплуатационную и эксплуатационную).

До действия эксплуатационных нагрузок в преднапряженной балке, в отличие обычной, происходит непрерывное изменение внутреннего напряженного состояния. По аналогии с железобетонными преднапряженными элементами² рассмотрим напряженное доэксплуатационное состояние, которое в свою очередь тоже проходит в две стадии:

Стадия 1 состоит в напряжении арматуры и обжатии стального профиля и обжатии бетона при отпуске арматуры;

Стадия 2 охватывает период существования элемента до его нагружения эксплуатационной нагрузкой.

Учитывая конструктивные особенности сталежелезобетонных балок приведенных в библиографической ссылке [11-13], рассмотрим напряженное состояние сечения сталежелезобетонной балки с несимметричной напрягаемой арматурой располагаемой в растянутой зоне сечения на первой стадии.

По аналогии с напряженным состоянием железобетонного преднапряженного элемента запишем выражения для напряжений в затяжке, стальном профиле, бетоне и усилий потерь напряжений, которые возможны из-за податливости анкеров, усадки и ползучести бетона.

²Голышев А.Б. Расчет предварительно напряженных железобетонных конструкций с учетом длительных процессов. М.: 1964. 150 с.

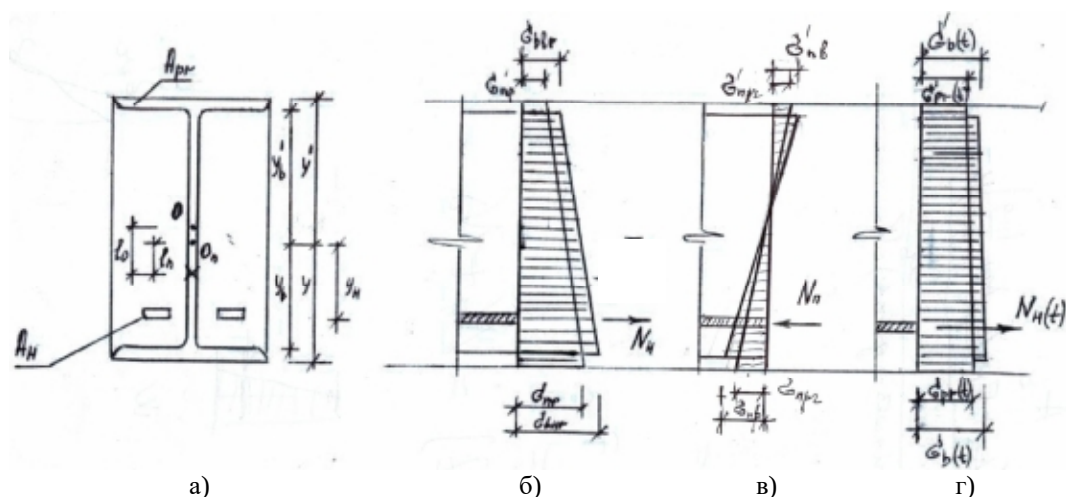


Рис. 2. Напряженное состояние в сталежелезобетонном сечении от предварительного напряжения:
 а) поперечное сечение; б) эпюра начальных напряжений;
 в) эпюра потерь; г) эпюра установившихся напряжений

Обозначим напрягаемую арматуру A_H (рис. 2), стальной профиль A_{pr} и модули упругости E_H и E_{pr} , соответственно, контролируемое напряжение в арматуре (затяжке) A_H обозначим через $\sigma_{H.K.}$. При записи выражений описывающих напряженное состояние сталежелезобетонного сечения используем общепринятые гипотезы железобетона с гибкой и жесткой арматурой [3]:

- бетон принимается как изотропный материал;
- связь мгновенных « $\epsilon \leftrightarrow \sigma$ » линейная;
- связь деформаций ползучести и напряжений бетона линейная;
- деформации ползучести зависят только от нагрузки и « t »;
- кривые ползучести параллельны.

При модуле упругости бетона E_b можно обозначить:

$$n_H = \frac{E_H}{E_b} \text{ и } n_{pr} = \frac{E_{pr}}{E_b}.$$

Контролируемая сила преднапряжения будет:

$$N_{HK} = \sigma_{HK} A_H. \quad (7)$$

После приобретения бетоном гостированной прочности производится отпуск арматуры, что сопровождается внецентренным обжатием сечения. Упругие напряжения в сечении можно определить по аналогии с известными формулами, используемыми для преднапряженного железобетонного сечения.

На уровне нижней грани стального профиля:

$$s_{pr} = - \frac{N_{HK}}{A} - \frac{N_{HK} y_H}{J_H} y. \quad (8)$$

На уровне верхней грани профиля:

$$s'_{pr} = - \frac{N_{HK}}{A} + \frac{N_{HK} y_H}{J_H} y. \quad (9)$$

Аналогично запишутся выражения для нижней и верхней грани бетонной части сечения, со своими расстояниями y_b и y'_b .

Принятые приведенные площади, моменты инерции и радиусы инерции сечения:

$$A = A_b + n_H(A_H) + n_{pr}A_{pr}, \quad (10)$$

$$J = J_b + n_H(J_{HA}) + n_{pr}J_{pr}, \quad (11)$$

$$J_H = J + y^2 A; \quad J_b = J + (y')^2 A. \quad (12)$$

Обжатие сталежелезобетонного элемента сопровождается его укорочением, имеет место потери предварительного напряжения арматуры.

С учетом потерь от обжатия бетона начальные напряжения в предварительно напряженной арматуре:

$$\sigma_H = \sigma_{HK} + n_H \sigma_b (y_H / y_b). \quad (13)$$

Напряжения в сечении, возникшие под действием сил предварительного обжатия, вследствие ползучести бетона со временем изменяются.

Обозначая установившиеся (текущие) напряжения в арматуре A_H , через $\sigma_{HT(t)}$, где «t» меняется от «0» до начала эксплуатации, в бетоне на уровне нижней и верхней граней сечения – через $\sigma_{b(t)}$ и $\sigma'_{b(t)}$ и в стальном профиле на уровне нижней и верхней граней сечения – через $\sigma_{pr(t)}$ и $\sigma'_{pr(t)}$, можно записать:

$$\sigma_{HT(t)} = \sigma_H + \sigma_n, \quad (14)$$

$$\sigma_{b(t)} = \sigma_b + \sigma_{bn}, \quad (15)$$

$$\sigma'_{b(t)} = \sigma'_b + \sigma'_{bn}, \quad (16)$$

$$\sigma_{pr(t)} = \sigma_{pr} + \sigma_{prn}, \quad (17)$$

$$\sigma'_{pr(t)} = \sigma'_{pr} + \sigma'_{prn}, \quad (18)$$

где σ_n – потери начальных напряжений в предварительно напряженной арматуре к моменту времени «t».

σ_{bn} и σ'_{bn} – потери начальных напряжений обжатия в бетоне на соответствующих уровнях к моменту «t».

σ_{prn} и σ'_{prn} – потери начальных напряжений в стальном профиле к тому же моменту времени.

Установившиеся (текущие) напряжения в бетоне и в стальном профиле с учетом фактора времени определяются по формулам (15-18) с подстановкой из формул (8, 9).

Установившиеся (текущие) напряжения в преднапряженной арматуре определяются по формуле (13).

Рассмотрим вторую стадию, работы составного преднапряженного элемента. Как известно из исследований преднапряженных железобетонных элементов предварительное обжатие сопровождается возникновением и развитием со временем ползучести бетона, что приводит к потере преднапряжений.

Потери напряжений в арматуре (профиле) и бетоне вызываемые ползучестью бетона определяют по выражениям, с учетом разных зависимостей между начальными напряжениями в бетоне и арматуре (профиле).

Бетон находится под действием изменяющихся во времени растягивающих сил (рис. 2в).

$$N_n = s_n \left[A_H + \frac{E_{pr}}{E_H} \frac{J}{y_H y} \right], \quad (19)$$

где σ_n – потеря напряжений в преднапряженной арматуре (затяжке).

В бетоне от N_n возникнут напряжения σ_{nb} на уровне преднапряженной арматуры, и σ'_{nb} в верхней зоне, сечение в целом окажется под действием внецентренного растяжения (рис. 2в).

Для отыскания σ_{nb} и σ'_{nb} составим уравнения, вытекающие из условий равновесия сталежелезобетонного элемента.

На нижнем уровне сечения:

$$s_{bn} = \frac{-s_n \frac{E_H}{E_{pr}} \frac{A_H + (E_{pr}/E_H)(J_H/y_H y)}{A} - s_n \frac{E_H}{E_{pr}} \frac{A_H y + (E_{pr}/E_H)(J/y_H)}{J}}{y}. \quad (20)$$

На верхнем уровне сечения:

$$s_{bn} = \frac{-s_n \frac{E_H}{E_{pr}} \frac{A_H + (E_{pr}/E_H)(J_B/y_H y)}{A} + s_n \frac{E_H}{E_{pr}} \frac{A_H y_H + (E_{pr}/E_H)(J/y_H)}{J}}{y}. \quad (21)$$

Принимаем следующие обозначения:

$$b_1 = \frac{E_H}{E_{pr}} \frac{A_H + (E_{pr}/E_H)(J_H/y_H y)}{A}; \quad b_2 = \frac{E_H}{E_{pr}} \frac{A_H y + (E_{pr}/E_H)(J/y_H)}{J}. \quad (22)$$

$$a_1 = 1 + \frac{y^2}{r^2}; \quad a_2 = 1 - \frac{y^2}{r^2}. \quad (23)$$

После соответствующих постановок и преобразований имеем:

$$\sigma_{nb} = -\sigma_n \beta_1 \alpha_1; \quad \sigma'_{nb} = -\sigma_n \beta_2 \alpha_2. \quad (24)$$

Для любого момента времени « t » относительные деформации нижней и верхней точек стального профиля должны быть равны по величине относительным деформациям ползучести неармированного бетона на уровнях соответственно нижней и верхней полочек профиля за вычетом относительных деформаций бетона на этих уровнях:

$$\varepsilon_{pr}(t) = \varepsilon_n(t) - \varepsilon_b(t), \quad (25)$$

$$\varepsilon'_{pr}(t) = \varepsilon'_n(t) - \varepsilon'_b(t). \quad (26)$$

Приведенные равенства получаются из условия, что при отсутствии контакта со стальным профилем точки претерпели бы деформации ползучести $\varepsilon_n(t)$ и переместились бы в другие позиции. В связи с наличием контакта между бетоном и поверхностью стального профиля, т.е. тормозящим действием контакта «сталь-бетон» на процесс ползучести точки фактически переместятся в другие положения ближе, чем при отсутствии контакта. Сумма относительных деформаций стального профиля и бетона на уровне начальных точек должна равняться соответственно относительным деформациям ползучести свободного бетонного элемента на уровне этих точек [3]:

$$\varepsilon_{pr}(t) = \varepsilon_b(t) - \varepsilon_n(t), \quad (27)$$

$$\varepsilon'_{pr}(t) = \varepsilon'_b(t) - \varepsilon'_n(t). \quad (28)$$

Подставляя в выражения относительных деформаций соответствующие значения вызванные потерями напряжений в поясах стального профиля из-за ползучести бетона σ_n (первый член) и значения потерь напряжений в самом бетоне из-за деформаций ползучести бетона за тот же период времени σ_{bn} (второй член), а в правую часть уравнений деформаций ползучести подставляем значения, вызванные начальными напряжениями в бетоне σ_{bH} , обозначая характеристику ползучести бетона через φ_t^3 :

- для уровня нижнего пояса:

$$\frac{s_n}{E_H} - \int_0^t \frac{d\sigma_{bn}(\tau)}{dt} \frac{1}{E_b} + \frac{f_t - f_t + f}{E_b} \frac{1}{\varphi_t} dt = \frac{s_{bH}}{E_b} f_t; \quad (29)$$

- для уровня верхнего пояса:

$$\frac{s'_n}{E_H} - \int_0^t \frac{d\sigma'_{bn}(\tau)}{dt} \frac{1}{E_b} + \frac{f_t - f_t + f}{E_b} \frac{1}{\varphi_t} dt = \frac{s'_{bH}}{E_b} f_t. \quad (30)$$

В обоих уравнениях интервал интегрирования равен разности между возрастом бетона к моменту определения потерь и возрастом бетона в момент натяжения арматуры, характеристика ползучести бетона φ_t принимается в соответствии с возрастом бетона.

Решение интегральных уравнений (29, 30) весьма трудоемко (особенно, если учитывать переменность модуля деформации бетона), требуется найти более упрощенное выражения для определения потерь. В предварительно напряженных железобетонных элементах² для упрощения допускают линейную зависимость между $\sigma_b(t)$ и φ_t .

Используя допущения линейной зависимости между $\sigma_b(t)$ и φ_t , проинтегрируем левую часть уравнения (29) и (30):

$$\frac{s_n}{E_H} - s_{bn} \frac{1}{E_b} + \frac{f}{E_b} \frac{1}{\varphi_t} \int_0^t \frac{d\sigma_{bn}(\tau)}{dt} \frac{1}{E_b} - \frac{f_t}{E_b} \frac{1}{\varphi_t} dt = \frac{s_{bH}}{E_b} f_t. \quad (31)$$

Используя теорему о среднем, выражение (46) примет вид:

$$\frac{s_n}{E_H} - s_{bn} \frac{1}{E_b} + \frac{f}{E_b} \frac{1}{\varphi_t} + \frac{1}{E_b} \frac{1}{\varphi_t} - \frac{f_t}{E_b} \frac{1}{\varphi_t} s_{bn}(\varphi)_0^t = \frac{s_{bH}}{E_b} f_t. \quad (32)$$

Здесь $\sigma_{bn}(\varphi)_0^t$ – среднее значение σ_{bn} в интервале от $\tau=0$ до $\tau=1$.

Произведя преобразования и упрощения уравнение (29, 30) примут вид:

$$\frac{s_n}{E_H} - \frac{s_{bn}}{E_b} g = \frac{s_{bH}}{E_b} f_t; \quad \frac{s'_n}{E_H} - \frac{s'_{bn}}{E_b} g = \frac{s'_{bH}}{E_b} f_t. \quad (33)$$

После постановки значений σ_{nb} и σ'_{nb} из (24) в (32) в результате решения системы уравнений будем иметь:

$$\sigma_n = (\sigma_{bH} k_1 - \sigma'_{bH} k_2) C, \quad (34)$$

$$\sigma'_n = (\sigma'_{bH} k_3 - \sigma_{bH} k_4) C. \quad (35)$$

В выражениях (34)-(35) приняты следующие обозначения:

$$k_1 = 1 + n_H \beta_2 \alpha_2, \quad (36)$$

$$k_2 = n_H \beta_2 \alpha_2', \quad (37)$$

$$k_3 = 1 + n_H \beta_1 \alpha_1, \quad (38)$$

$$k_4 = n_H \beta_1 \alpha_1 \gamma, \quad (39)$$

$$C = \frac{n_H f_t}{1 + n_H (b_1 a_1 + b_2 a_2) g}. \quad (40)$$

Процесс твердения бетона сопровождается усадкой бетона, что приводит к возникновению и развитию внутренних напряжений из-за задерживающего эффекта в нашем случае от стального профиля.

Известно, что усадка бетона вызывает потери предварительного напряжения в преднапряженных сечениях. Сжимающие напряжения возникающие из-за усадки бетона накладываются на растягивающие напряжения возникшие в стальном профиле в процессе его предварительного сжатия, тем самым несколько снижается эффект предварительного напряжения.

Рассмотрим напряженное состояние сечения от усадки бетона. Напряжения в преднапряженной арматуре с модулем упругости E_H обозначим через σ_y , бетон будет находится под действием изменяющихся во времени сил (рис. 3).

В бетоне возникают растягивающие напряжения, а в профиле сжимающее, сечение в целом оказывается под действием внецентренного растяжения.

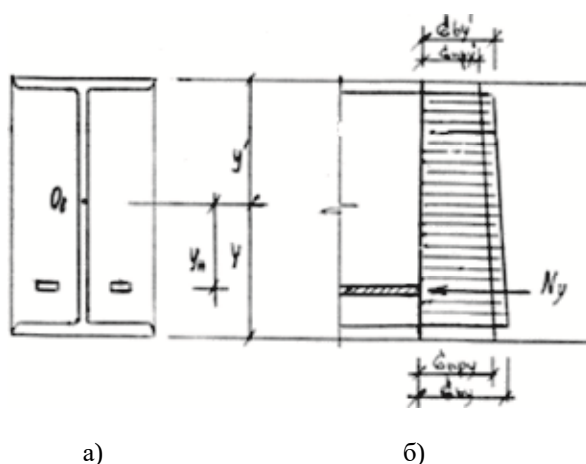


Рис. 3. Напряженное состояние в сталежелезобетонном сечении от усадки бетона:
а) поперечное сечение; б) эпюра усадочных напряжений

Для отыскания напряжений, в бетоне и стальном профиле и требуется составлять уравнения из условий равновесия сталежелезобетонного элемента.

По аналогии с предыдущим случаем определения потерь предварительного напряжения от ползучести бетона, можно допустить, что в любой момент времени t деформации профиля в нижней и верхних точках должны быть равны свободной относительной усадке бетона за вычетом относительной деформации бетона на уровне нижней и верхней полук профилей:

$$\varepsilon_{pr}(t) = \varepsilon_y(t) - \varepsilon_b(t), \quad (41)$$

$$\varepsilon'_{pr}(t) = \varepsilon_y(t) - \varepsilon'_b(t). \quad (42)$$

Из переведенных равенств вытекает, что при отсутствии контакта со стальным профилем начальные точки претерпели бы свободную усадку $\varepsilon_y(t)$ и переместились бы в новые позиции. Из-за контакта «сталь-бетон» и его тормозящего действия на процесс усадки начальные точки переместятся только в положение ближе, чем при отсутствии контакта.

Поэтому сумма относительных деформаций профиля и бетона на уровне контактных начальных точек при их независимом рассмотрении должна равняться свободной усадке бетона:

$$\varepsilon_{pr}(t) + \varepsilon_b(t) = \varepsilon_y(t), \quad (43)$$

$$\varepsilon'_{pr}(t) + \varepsilon'_b(t) = \varepsilon_y(t). \quad (44)$$

Запишем значения относительных деформаций через напряжения:

$$\frac{\sigma_y}{E_H} - \int_0^t \frac{d\varepsilon_{by}(t)}{dt} \frac{1}{E(t)} + \frac{f_t \cdot f_t + f_t \cdot \dot{u}}{E_b} dt = \varepsilon_y(t). \quad (45)$$

По аналогии с предыдущим случаем систему интегральных уравнений преобразуем в систему алгебраических уравнений. Проинтегрируя по частям левые части уравнений после преобразований получим:

$$\frac{s_y}{E_H} - s_{by} \frac{d}{dt} \frac{1}{E(t)} + \frac{f}{E_b} \frac{d}{dt} \frac{1}{E(t)} - \frac{f_t}{E_b} \frac{d}{dt} \frac{1}{E(t)} = e_y(t). \quad (46)$$

Принимая во внимание линейные связи между σ_{by} , σ_y и σ_t и, используя теорему о среднем, запишем:

$$\frac{s_y}{E_H} - \frac{s_{by}}{E_b} g = e_y(t). \quad (47)$$

После подстановки значений напряжений в (47) в результате решения системы уравнений будем иметь:

$$s_y = \frac{e_y}{n_H} E_b (k_1 - k_2) C. \quad (48)$$

Напряжения в бетоне и профиле на уровне верхней и нижней граней определяется по следующим зависимостям:

$$s_{by} = -s_y b_1 a_1 - s_{pry} \frac{E_{pr}}{E} b_2 a_2, \quad (49)$$

$$s'_{by} = -s_y b_1 a_1 - s'_{pry} \frac{E_{pr}}{E} b_2 a_2, \quad (50)$$

$$\sigma_{pry} = -\sigma_{yH} \beta_1 a_1, \quad (51)$$

$$\sigma'_{pry} = -\sigma'_{yH} \beta_2 a_2. \quad (52)$$

Значения коэффициентов вычисляются по формулам (22-23, 36-40).

Рассмотрим напряженное состояние сечения (рис. 4) от эксплуатационной нагрузки.

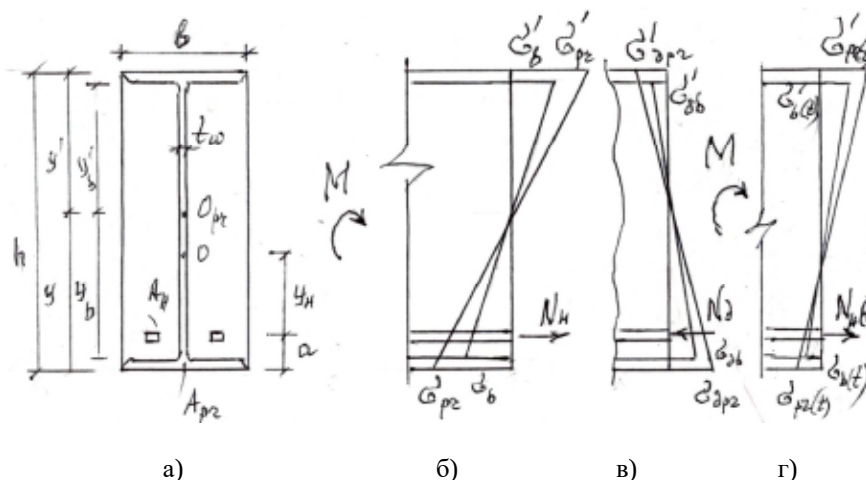


Рис. 4. Напряженное состояние в сечении с преднапряженной затяжкой от эксплуатационной нагрузки: а) поперечное сечение; б) эпюра начальных напряжений; в) эпюра дополнительных напряжений; г) эпюра установившихся напряжений

Как в случае предварительного обжатия, напряжения, возникающие в сечении предварительно напряженного сталежелезобетонного элемента в момент приложения длительно действующей эксплуатационной нагрузки, изменяются во времени. Вследствие ползучести бетона и роста его модуля упругой деформации происходит непрерывное изменение напряженного состояния в составном сечении. Напряжение с течением времени в бетоне уменьшаются, а в стальном профиле (арматуре) увеличиваются². Таким образом, работу предварительно напряженной балки под эксплуатационной нагрузкой рассмотрим в две стадии:

1) Доэксплуатационная стадия ($t=0$), которая отражает напряженное состояние балки до приложения внешней нагрузки (преднапряжение арматуры и упругое обжатие профиля и обжатие бетона при последующем отпуске арматуры).

2) Эксплуатационная стадия ($t > 0$), охватывает период работы изгибаемого элемента под нагрузкой при изменениях внутреннего напряженного состояния балки из-за усадки и ползучести бетона.

В сечении (рис. 4) действует постоянный по величине изгибающий момент M .

Начальные напряжения на первой – доэксплуатационной стадии в бетоне, стальном профиле и арматуре определяем по формулам теории упругого железобетона с учетом особенностей работы сечения с жесткой арматурой (стальным профилем) [3] и преднапряженной арматурой².

Напряжения в бетоне на уровне верхней и нижней зон сечения:

$$s_{b\beta} = \frac{M}{J} y_b; \quad s_{b\alpha} = -\frac{M}{J} y_b. \quad (53)$$

Напряжения в стальном профиле:

$$s_{pr\beta} = \frac{M}{J_B} y; \quad s_{pr\alpha} = -\frac{M}{J_H} y. \quad (54)$$

Напряжения в преднапряженной арматуре A_H :

$$s_{H\beta} = n_H s_{b\beta} \frac{(h - a)}{h}. \quad (55)$$

Усилие в напряженной арматуре:

$$N_{H\beta}(t) = \sigma_{H\beta} [A_H + E_{pr}/E_H J_H / y_H y]. \quad (56)$$

Рассмотрим вторую – эксплуатационную стадию, с течением времени под влиянием изгибающего момента M в бетоне происходит развитие деформаций ползучести, чему сопротивляется стальной профиль и арматура. Сопротивление профиля и арматуры рассмотрим по аналогии с источником [3] как внешнее, изменяющееся по величине во времени воздействие на сечение (рис. 4в).

В растянутой зоне бетон будет находиться под действием возрастающей по величине сжимающей силы:

$$N_\sigma = s_\sigma (A_H + \frac{E_{pr}}{E_H} J_H / y_H y),$$

причем сечение в целом будет находиться под действием внецентренного сжатия.

Установившиеся напряжения в составном сечении для бетона и профиля можно рассматривать как сумму напряжений: от эксплуатационной нагрузки и дополнительного напряжения возникающего вследствие ползучести бетона.

Например, для нижней точки бетона:

$$\sigma_{b(t)} = \sigma_{b\beta} + \sigma_{b\sigma}. \quad (57)$$

Для отыскания дополнительных напряжений $\sigma'_{\sigma pr}$, $\sigma'_{\sigma b}$, $\sigma_{\sigma pr}$, $\sigma_{\sigma b}$ составляются уравнения, вытекающие из условий равновесия, например, для нижней точки профиля.

$$\sigma_{\sigma pr} = -\sigma_{\sigma b} \beta_1 \alpha_1 - \sigma_{\sigma b} \beta_2 \alpha_2. \quad (58)$$

Аналогичные выражения будут для верхней точки профиля и для бетона.

Исходные уравнения равенства деформаций бетона и профиля в произвольный момент времени « t » будут иметь вид интегральных уравнений (29)-(30) как для потерь напряжений, с той лишь разницей, что здесь будут вместо потерь напряжений σ_n дополнительные напряжения от ползучести бетона σ_σ .

Запишем расчетные выражения для определения дополнительных напряжений в бетоне и профиле, возникающих в результате длительного действия эксплуатационной нагрузки:

$$\sigma'_{b\sigma} = -\sigma_\sigma n_H k_1, \quad \sigma_{b\sigma} = \sigma_\sigma n_H k_2, \quad (59)$$

$$\sigma_\sigma = \sigma'_{b\sigma} C, \quad \sigma_\sigma = \sigma_{b\sigma} C, \quad (60)$$

$$s'_{pr\sigma} = \frac{E_{pr}}{E_b} s'_{\sigma}; \quad s_{pr\sigma} = \frac{E_{pr}}{E_b} s_\sigma \quad (61)$$

значения k_1 , k_2 определяем по формулам (36, 37).

Установившиеся напряжения в сечении к моменту затухания ползучести будут:

$$\sigma'_b(t) = \sigma'_{b\beta} + \sigma'_{b\sigma}, \quad (62)$$

$$\sigma_b(t) = \sigma_{b\beta} + \sigma_{b\sigma}, \quad (63)$$

$$\sigma'_{pr}(t) = \sigma'_{pr} + \sigma'_{pr\sigma}, \quad (64)$$

$$\sigma_{pr}(t) = \sigma_{pr} + \sigma_{pr\sigma}, \quad (65)$$

где $\sigma'_{bз}$, $\sigma_{bз}$, $\sigma'_{прз}$, $\sigma_{прз}$ – дополнительные напряжения к моменту «т».

Установившиеся напряжения в преднапряженной арматуре:

$$\sigma_{H(t)} = \sigma_{Hз} + \sigma_{Hд}, \quad (66)$$

где $\sigma_{Hд}$ – дополнительные напряжения к моменту времени «т», а время «т» – от начало эксплуатации до момента затухания ползучести бетона.

Список библиографических ссылок

1. Кудишин Ю. И. Металлические конструкции. М. : Академия, 2011. С. 228–230.
2. Металлические конструкции. М. : Высш. шк., 2011. С. 265–294.
3. Бондаренко В. М. и др. Железобетонные и каменные конструкции. М. : Высш. шк., 2011. 876 с.
4. Roger P. Jonson Designers' guide to eurocode 4: design of composite steel and concrete structures EN 1994-1-1. 2011. 412 p.
5. 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.
6. Замалиев Ф. С. Учет нелинейных свойств материалов и податливости слоев при расчете прочности сталежелезобетонных перекрытий // Промышленное и гражданское строительство. 2013. № 5. С. 38–41.
7. Замалиев Ф. С. К расчету малоцикловой выносливости сталежелезобетонных ребристых конструкций // Транспортное строительство. 2013. № 9. С. 8–10.
8. Замалиев Ф. С. Каюмов Р. А. К расчету сталежелезобетонного перекрытия как ортотропной плиты // Известия КГАСУ. 2014. № 1 (27). С. 94–99.
9. Hadzalic E., Barucija K. Concrete shrinkage effects in composite beam // Construction of unique buildings and structures. 2014. № 11 (26). P. 85–93.
10. Замалиев Ф. С., Мирсаяпов И. Т. Расчет прочности сталежелезобетонных изгибаемых конструкций на основе аналитических диаграмм // Разработка и исследование металлических и деревянных конструкций: сборник научных трудов. 1999. С. 142–149.
11. Преднапряженная сталебетонная балка : пат. 155488 Рос. Федерация. № 2015102306 ; заявл. 26.01.15 ; опубл. 10.10.15, Бюл. № 28. 2 с.
12. Сталебетонная преднапряженная балка : пат. 155802 Рос. Федерация. № 2014152337 ; заявл. 23.12.14 ; опубл. 20.10.15, Бюл. № 29. 2 с.
13. Сталежелезобетонная преднапряженная балка : пат. 165473 Рос. Федерация. № 2016114023; заявл. 11.04.16 ; опубл. 20.10.16, Бюл. № 29. 2 с.

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

E-mail: zamaliyev49@mail.ru

Kazan State University of Architecture and Engineering

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

To the evaluation of the stressed state of prestressed steel-concrete composite beams

Abstract

Problem statement. The aim is to develop a methodology for assessing the state of stress of composite prestressed girders considering prestressing losses and long-term processes.

Results. For different variants of the structural design of prestressing beams of the steel-concrete composite section, considering the initial prestressing of the profile only, and also the compression of the concrete and the steel profile from the prestressed reinforcement forces and losses with time, new expressions were obtained describing the stress state of the steel-concrete composite steel beam, as well as losses due to creep and shrinkage concrete.

Conclusions. A method for evaluating the state of stress of prestressed composite steel-concrete beams. Write the formul of stresses in the concrete, the steel profile of the prestressing

forces. Defined in loss of prestress prestressing the reinforcement in the concrete due to its creep and shrink.

Keywords: prestressed steel reinforced concrete beam, loss of stresses, strain, creep, shrinkage of concrete.

References

1. Kudishin Y. I. Metal constructions. Ed. 13 corrected. M. : Academy, 2011. P. 228–230.
2. Metal Constructions. Special designs and constructions. M. : Wk, 2011. P. 265–294
3. Bondarenko V. M. Reinforced concrete and stone structures. 2nd ed. Revised. and ext. M. : Executive, 2011. 876 p.
4. Roger P. Jonson Designers' guide to eurocode 4: design of composite steel and concrete structures EN 1994-1-1. 2011. 412 p.
5. 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.
6. 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 // Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. 2013. № 5. P. 38–41.
7. Zamaliev F. S. Calculation of low-cycle endurance of composite ribbed structures // Transportnoye stroitel'stvo 2013. № 9. P. 8–10.
8. Zamaliev F. S., Kayumov R.A. The calculation of the composite steel-concrete slab as an orthotropic plate // Izvestiya KGASU. 2014. № 1 (27). P. 94–99.
9. Hadzalic E., Barucija K. Concrete shrinkage effects in composite beam// Construction of unique buildings and structures, 2014. № 11 (26). P. 85–93.
10. Zamaliev F. S. Mirsayapov I. T. Strength calculation of steel reinforced concrete bent designs on the basis of analytical charts // Razrabotka i issledovaniye metallicheskih i derevyannykh konstruktsiy: sbornik nauchnykh trudov. 1999. P. 142–149.
11. Prestressed reinforced concrete beam: patent 155488 of the Rus. Federation. № 2015102306; decl. 26.01.15; publ. 10.10.15. Bull. № 28. 2 p.
12. Prestressed reinforced concrete beam: patent 155802 of the Rus. Federation. № 2014152337; decl. 23.12.14; publ. 20.10.15. Bull. № 29. 2 p.
13. Prestressed steel-concrete beam: patent 165473 of the Rus. Federation. № 2016114023 ; decl. 11.04.16; publ. 20.10.16. Bull. in № 29. 2 p.