

УДК 624.01235/45

Замалиев Ф.С. – кандидат технических наук, доцент

Хайрутдинов Ш.Н. – инженер

E-mail: em_z@mail.ru

Казанский государственный архитектурно-строительный университет

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

Прочность нормальных сечений сталежелезобетонных изгибаемых элементов при длительных статических нагрузениях

Аннотация

Предлагается методика расчета сталежелезобетонных изгибаемых элементов на действие длительных нагрузок. Даются распределение напряжений и деформаций в нормальном сечении изгибаемого элемента и трансформированные диаграммы деформирования бетона и стали. Приводятся зависимости для вычисления напряжений и усилий для любого этапа длительного нагружения. Показана сходимость теоретических и экспериментальных результатов.

Ключевые слова: сталежелезобетонные конструкции, прочность, длительные нагружения.

Введение

В зданиях и сооружениях конструктивные элементы испытывают длительные статические нагрузки. Расчет сталежелезобетонных изгибаемых элементов на длительные нагрузки имеет определенные сложности. Существующие методы расчета мостовых [1] сталежелезобетонных конструкций, основанные на полуэмпирических зависимостях, малопригодны. Требуется разработать методы расчета, основанные на учете фактического напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных элементов, что позволит проектировать экономичные сталежелезобетонные конструкции и получать надежные решения.

При расчете прочности нормальных сечений сталежелезобетонных изгибаемых элементов на длительные нагружения необходимо учитывать особенности изменения напряженно-деформированного состояния сечения во времени и режимы деформирования бетона и стали.

Наиболее перспективной является методика, базирующаяся на расчетной модели (рис. 1), отражающей действительную работу сталежелезобетонных конструкций, которая учитывает действительное напряженно-деформированное состояние конструктивного элемента и реальные режимы деформирования бетона и стали [2-4].

Предпосылки и расчетные выражения

При расчете прочности нормальных сечений исходим из следующих предпосылок:

- рассматриваются сечения, нормальные к продольной оси элемента;
- в качестве расчетных принимаются нормальные напряжения в монолитном бетоне плиты и в стальной балке;
- связь между осевыми напряжениями и относительными деформациями бетона представляется в виде диаграмм « σ - ε » (рис. 2), трансформированных, при необходимости, для учета влияния вида и режима нагружения;
- связь между осевыми напряжениями и относительными деформациями стали принимаются в виде диаграмм, показанных на рис. 3;
- для средних деформаций бетона плиты и стальной балки считается справедливой гипотеза плоских сечений;
- податливость швов объединения стальной и железобетонной частей не учитывается и принимается условие совместности деформаций бетона и стали на уровне контактной поверхности.

Исходя из гипотезы плоских сечений и трансформированных диаграмм зависимостей « σ_b - ε_b » и « σ_s - ε_s » по соответствующим деформациям определяются напряжения в бетоне монолитной плиты и в стальной балке. По напряжениям в бетоне σ_b

и напряжениям в стали σ_s определяются внутренние усилия в сечении для любого рассматриваемого уровня и режима нагружения:

$$N_x = \int \sigma_B [\epsilon_B (x_i)] B (x) dx + \sigma_s (\epsilon_s') A_s' - \sigma_s (\epsilon_s) A_s, \quad (1)$$

$$M_x = \int \sigma_B [\epsilon_B (x_i)] B (x) (x_i - hm/2) dx + \sigma_s (\epsilon_s') A_s' Z_2 - \sigma_s (\epsilon_s) A_s Z_3, \quad (2)$$

где:

$\sigma_B (\epsilon_B)$, $\sigma_s (\epsilon_s)$ – зависимости «напряжения-деформация» бетона и стали;

$\epsilon_B (x_i)$ – закон изменения деформаций по высоте сечения;

$B (x)$ – функция изменения ширины поперечного сечения бетонной плиты по высоте;

x_i – высота сжатой зоны для рассматриваемого вида и режима нагружения;

$Z_1 = x_i - hm/2$ – расстояние от центра тяжести эпюры нормальных напряжений в бетоне до нейтральной оси;

Z_2 – расстояние от центра тяжести эпюры нормальных напряжений сжатой части стальной балки до нейтральной оси;

Z_3 – расстояние от центра тяжести эпюры нормальных напряжений в растянутой зоне стальной балки до нейтральной оси.

Вычисления внутренних усилий по формулам (1) и (2) выполняются методом последовательных приближений, пока не выполнится условие:

$$| \Delta N_x | \leq \delta,$$

где δ – заданная точность вычислений.

Прочность сталежелезобетонной конструкции на всех стадиях нагружения оценивается исходя из условия:

$$M_j + \Delta M_{sj} + \Delta M_{bj} \leq M_z, \quad (3)$$

где M_j – изгибающий момент от максимального значения внешней нагрузки в рассматриваемом режиме нагружения;

$$\Delta M_{sj} = e_{pL}(t) \frac{(h_0 - x)^2}{x} E_s W_{sx} - \text{дополнительный изгибающий момент вследствие возникновения и развития остаточных деформаций в стальной балке};$$

возникновения и развития остаточных деформаций в стальной балке;

$$\Delta M_{bj} = e_{pL}(t) \frac{(h_0 - x)^2}{x} E_b W_{bx} - \text{дополнительный изгибающий момент вследствие возникновения дополнительных напряжений в бетоне сжатой зоны плиты};$$

возникновения дополнительных напряжений в бетоне сжатой зоны плиты;

E_s , E_b , W_{sx} , W_{bx} – соответственно модуль упругости, момент сопротивления стальной балки и бетонной плиты.

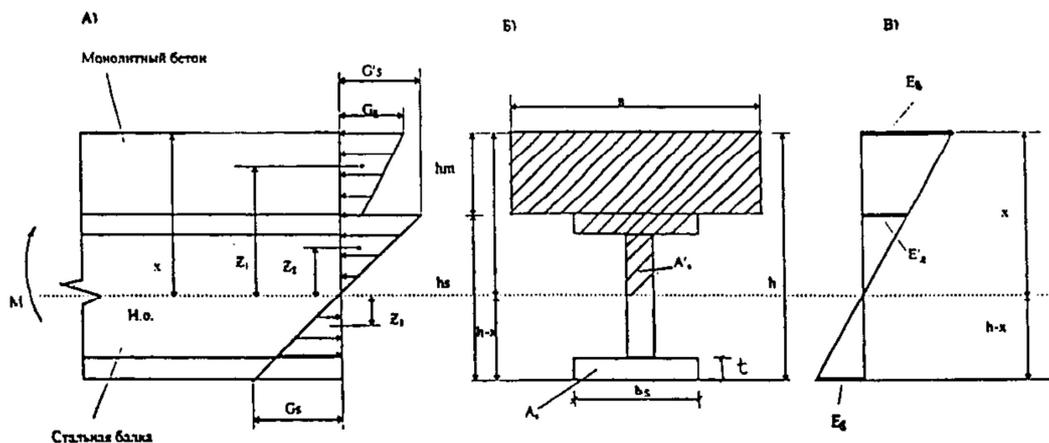


Рис.1 Расчетная схема усилий, эпюры напряжений и деформаций:

а) расчетная схема усилий и эпюра напряжений, б) поперечное сечение, в) эпюра деформаций

Диаграммы деформирования материалов

Для описания диаграмм деформирования материалов при длительных нагрузениях в качестве исходной используются диаграммы стали и бетона « σ - ϵ » для случая однократного кратковременного статического нагружения.

Аналитические зависимости для описания диаграмм деформирования бетона при длительном статическом нагружении получаются путем трансформирования исходных диаграмм [3]. Трансформированные диаграммы по виду принимаются аналогичными исходным диаграммам с учетом следующих дополнительных положений (рис. 2):

- в качестве параметров основной узловой точки диаграмм принимаются напряжения в бетоне, равные пределу длительной прочности при длительном статическом нагружении R_{sc} и пределу выносливости R_{bc} , отвечающие деформациям в вершине диаграмм при однократном кратковременном нагружении $\epsilon_{bc} = \epsilon_{br}$,

- для дополнительной узловой точки, определяющей границы диаграмм, деформации принимаются равными предельным деформациям при однократном кратковременном статическом нагружении, $\epsilon_{bc} = \epsilon_{bu}$,

- координаты начала диаграмм принимаются переменными, а именно: смещенными на величину, равную деформациям ползучести при длительном статическом нагружении в рассматриваемый момент времени:

$$\epsilon_{pL}(t) = C(t, \tau) \sigma_b(t_0) f(t),$$

- угол наклона диаграмм принимается с учетом изменения модуля упругости бетона.

Зависимости для характерных точек диаграмм

Зависимость между координатой вершины диаграммы и временем нагружения при длительном статическом нагружении описывается уравнением:

$$R_b(t, t_0) = C(t, t_0) R_b = \frac{R_b}{\sqrt{\frac{E_b(t)}{E_b(t_0)} + 2C(t, t_0) E_b(t)}},$$

где $C(t, t_0)$ – мера ползучести бетона в момент времени t ;

$E_b(t)$, $E_b(t_0)$ – модуль упругости бетона соответственно в моменты времени t и t_0 .

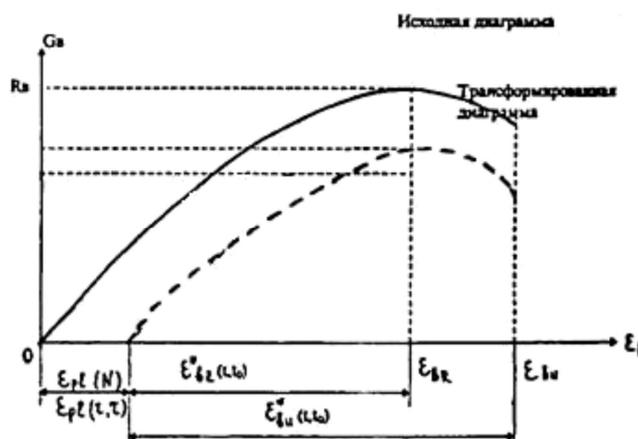


Рис. 2. Трансформированные диаграммы деформирования бетона при стационарном режиме длительного статического нагружения

Деформации ползучести бетона в рассматриваемый момент времени вычисляются по формулам:

$$\epsilon_{pL}(t, t_0) = C(t, \tau) \sigma_b(t, t_0) f(t, t_0),$$

где $f(t, t_0) = 1 - e^{-j(t-t_0)}$ – функция роста деформаций ползучести;

J – параметр ползучести бетона.

При этом деформации в характерных точках трансформированных диаграмм принимаются равными (рис. 2):

$$\varepsilon_{br}^*(t, t_0) = \varepsilon_{br} - \varepsilon_{pL}(t, t_0),$$

$$\varepsilon_{bu}^*(t, t_0) = \varepsilon_{bu} - \varepsilon_{pL}(t, t_0),$$

где ε_{br} – деформации в вершине исходной базовой диаграммы при кратковременном нагружении;

ε_{bu} – предельные деформации при кратковременном статическом нагружении.

В настоящее время имеется значительное количество предложений по аналитической записи диаграммы « σ - ε » для стали. Среди них можно выделить рекомендации В.Н. Байкова, Ю.П. Гуци, С.А. Мадатяна, Р.Л. Маиляна и П.И. Ганаш, Н.И. Карпенко, Т.А. Мухамедиева и другие.

Используем аналитическую запись, предложенную Н.И. Карпенко, Т.А. Мухамедиевым [2], которая учитывает особенности деформирования бетона и стали и наиболее проста для описания работы сталежелезобетонных элементов.

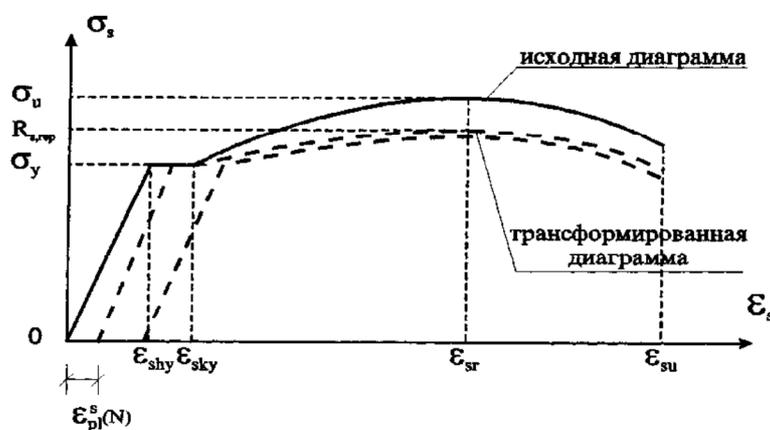


Рис. 3. Исходная и трансформированная диаграммы деформирования стали

Общая аналитическая зависимость для стали записывается в виде:

$$e_s = \frac{S_s}{E_s V_s}, \text{ где } V_s = \hat{V}_s + (V_0 - \hat{V}_s) \sqrt{1 - w_1 h - w_2 h^2}.$$

Параметры диаграммы деформирования стали вычисляются в зависимости от характеристик E_s , $\sigma_{s,eL}$, σ_s , ε_s , условного (или физического) предела текучести σ_{02} (или σ_y) и соответствующего ему значения деформаций ε_{02} (или ε_y), причем:

$$\sigma_{s,eL} = \eta_{s,eL} \sigma_{02},$$

$$e_{02} = \frac{S_{02}}{E_s} + 0,002.$$

Коэффициент w_{1s} определяется с использованием дополнительной нормируемой характеристики предела упругости $\sigma_{s,eL}$:

$$w_{1s} = \frac{(V_0 - \hat{V}_s)(h_{02} - 1) + (V_{02} - \hat{V}_s)^2}{(h_{02}^2 - h_{02})(V_0 - \hat{V}_s)^2} \quad V_0 = 1,$$

$$h_{02} = \frac{S_{02} - S_{s,eL}}{\hat{S}_s - S_{s,eL}}, \quad V_{02} = \frac{S_{02}}{E_s e_{02}}, \quad \hat{V}_s = \frac{\hat{S}_s}{E_s \hat{e}_s}.$$

Численные значения σ_s и ε_s принимаются равными соответственно временному сопротивлению стали разрыву и ее относительному удлинению при разрыве.

Для сталей с физической площадкой текучести величины $\hat{\sigma}_s$ и $\hat{\varepsilon}_s$ являются условными и соответствуют напряжениям и деформациям в конце площадки текучести:

$$\hat{\sigma}_s = 1,01s_y, \hat{\varepsilon}_s = \frac{s_s}{E_s} + l_T,$$

$$\sigma_{02} = 0,99 \sigma_y, \eta_{s,eL} = 0,97,$$

где l_T – длина площадки текучести.

Если в процессе нагружения сталь с физическим пределом текучести деформируется в зоне упрочнения, полную диаграмму за пределом упругости рекомендуется разбивать на два участка, один из которых начинается в точке $\sigma_s = \sigma_y$, $\varepsilon_y = \frac{s_y}{E_s}$, заканчивается в конце площадки текучести с координатами $\sigma_s = 1,01 \sigma_y$, $\varepsilon_s = l_T + 1,01 \frac{s_y}{E_s}$,

а второй начинается с конца площадки текучести и заканчивается в точке разрыва материала. Участок укрупластического деформирования этих сталей описывается теми же зависимостями, приведенными выше, в которых принимаются:

$$\hat{\sigma}_s = s_y, \hat{\varepsilon}_s = e_y, V_0 = \frac{1,01s_y}{E_s e_s}, h_s = \frac{s_s - 1,01s_y}{s_{su} - 1,01s}, h_{02} = \frac{s_{s(c)} - 1,01s_y}{s_{su} - 1,01s}, V_{02} = \frac{s_{s(c)}}{E_s e_{s(c)}}.$$

где с – дополнительно нормируемая точка на участке упрочнения стали с физическим пределом текучести:

$$\sigma_{s(c)} \approx 1,2\sigma_y, e_{s(c)} \approx 1,6l_T + \frac{s_{s(c)}}{E_s}.$$

Изложенная методика опробована авторами при определении прочности сталежелезобетонных балок по нормальным сечениям [5]. Экспериментальные балки изготовлены из двутавра № 12 (сталь С 245) длиной 2000 мм и бетонной плиты размерами 2000x400x50 мм. Для обеспечения совместной работы стальной балки и бетонной плиты на контактной поверхности установлены вертикальные анкерные стержни высотой 40 мм.

Исследованы четыре группы балок по 3 образца в группе под воздействием нагрузки в течение шести месяцев, при этом длительная нагрузка P_{max} принята 0,85-0,95 $P_{разр.стат}$.

Сопоставление результатов расчета и экспериментальных данных показывает удовлетворительную сходимость. Деформационный расчет с использованием аналитических диаграмм деформирования стали и бетона дает сходимость в пределах 4-10 %.

Заключение

Предложена методика, базирующаяся на расчетной модели, отражающей работу сталежелезобетонной конструкции, которая учитывает действительное напряженно-деформированное состояние изгибаемого элемента и реальные режимы деформирования бетона и стали, позволяющая вычислить напряжения и усилия для любого этапа длительного нагружения. Показана удовлетворительная сходимость теоретических расчетов с данными экспериментальных исследований.

Список литературы

1. СНиП 2.05.03-84* Мосты и трубы. Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2002. – С. 214.
2. Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А., Петров А.Н. Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры. / Напряженно-деформированное состояние бетона и железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ, 1986. – С. 7-25.
3. Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А. Диаграммы деформирования бетона для развития методов расчета железобетонных конструкций с учетом режимов нагружения / Эффективные материалоемкие железобетонные конструкции. – М.: НИИЖБ, 1988. – С. 4-18.
4. Мирсаяпов И.Т. Совершенствование методов расчета усталостной прочности железобетонных конструкций с учетом физической нелинейности бетона и

режимов нагружения//Материалы Международной конференции по бетону и железобетону: Инженерные проблемы современного железобетона. – Иваново, 1995. – С. 201-210.

5. Хайрутдинов Ш.Н., Замалиев Ф.С. Экспериментальные исследования сталежелезобетонных изгибаемых конструкций при длительном действии нагрузок. // Известия КГАСУ, 2008, № 1 (9). – С. 65-67.

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

Khairutdinov Sh.N. – engineer

E-mail: em_z@mail.ru

Kazan State University of Architecture and Engineering

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

Durability of normal sections steelconcrete bent elements at long static loadings

Resume

Steelconcrete designs in the developed countries in construction find the increasing application, however in domestic construction practice they didn't find wide application. One of the reasons, possibly, lack of the domestic design procedures, is giving reliable and at the same time economic decisions. In actual practice designs of loading affects during the whole period of operation therefore calculation methods considering short-term influences don't reflect the real intense deformed condition of a design. In article offered the design procedure of steelconcrete bent elements on action of long loadings. Given calculation preconditions distribution of tension and deformations on the basis of which are given in normal section of a bent element settlement expressions. Given analytical dependences for the description of the transformed charts of deformation of steel and concrete for long loadings and as initial charts of work of materials are used at single short-term static loading. Given dependences for calculation of tension and efforts for any stage of long loading. The stated technique is tested for determination of durability of steelconcrete beams tested by authors. Used physicomechanical and geometrical parameters of skilled beams. Shown convergence of theoretical and experimental results.

Keywords: steelconcrete constructions, durability, long loading.

References

1. Building Code 2.05.03-84* Bridges and pipes. Gosstroy Rossii. – M., GUP TsPP, 2002. – P. 214.
2. Karpenko N.I., Mukhamediyev T.A., Petrov A.N. Initial and transformed strain diagrams of concrete and reinforcement. Mode of deformation of concrete and reinforced concrete structures. – M.: NIIZhB, 1986. – P. 7-25.
3. Karpenko N.I., Mukhamediyev T.A. Concrete deformation curves for development of reinforced concrete design methods taking into account load conditions / Effective resource-demanding reinforced concrete structures. – Moscow, NIIZhB, 1988. – P. 4-18.
4. Mirsayapov I.T. Development of fatigue strength calculation methods for reinforced concrete structures taking into account physical nonlinearity of concrete and load conditions // Proceedings of the International Conference of Concrete and Reinforced Concrete: Engineering Problems of the State-of-the-Art of Reinforced Concrete. Ivanovo, 1995. – P. 201-210.
5. Khayrutdinov Sh.N., Zamaliyev F.S. The experimental investigation of composite steel and concrete flexible structures under sustained loads. – Kazan, News of the KSUAE № 2, 2008. – P. 65-68.