

УДК 624.012.35/45

Мирсаяпов И.Т. – доктор технических наук, профессор

Замалиев Ф.С. – кандидат технических наук, доцент

Замалиев Э.Ф. – инженер

E-mail: ezamaliiev@yandex.ru

Казанский государственный архитектурно-строительный университет

УЧЕТ ПОДАТЛИВОСТИ КОНТАКТА СЛОЕВ ПРИ РАСЧЕТАХ ПРОЧНОСТИ И МАЛОЦИКЛОВОЙ ВЫНОСЛИВОСТИ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

АННОТАЦИЯ

Предлагается методика расчета сталежелезобетонных изгибаемых элементов с учетом податливости контакта слоев при малоцикловых нагружениях. Дается распределение напряжений и деформаций в нормальном сечении при податливости сопряжения и приводятся зависимости для вычисления усилий и напряжений для любого этапа малоциклового нагружения. Показана сходимость теоретических и экспериментальных данных.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: сталежелезобетонные конструкции, прочность и малоцикловая выносливость, податливость контакта.

Mirsayapov I.T. – doctor of technical sciences, professor

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

Zamaliiev E.F. – engineer

Kazan State University of Architecture and Engineering

CONTACT LAYERS COMPLIANCE ACCOUNTING FOR CALCULATION OF STRENGTH AND STEELCONCRETE ELEMENTS LOW-CYCLE ENDURANCE

ABSTRACT

The calculating technique of steelconcrete bent elements into account a layers contact pliability at lowcycled loadings is offered. Distribution of pressure and deformations in normal section at pliability of coupling and dependences for calculation of efforts and pressure for any stage of lowcycled loadings are given. Shown the convergence of theoretical and experimental data.

KEYWORDS: steelconcrete constructions, durability and lowcycled endurance, contact pliability.

При проектировании сталежелезобетонных перекрытий проектанты используют методы расчета железобетонных конструкций, расчеты выполняют в предположении упругой работы материалов и без учета податливости соединения слоев. Необходимость учета податливости слоев особо проявляется при различных режимах нагружения.

Существующие методы расчета прочности нормальных сечений стержневых сталежелезобетонных изгибаемых элементов при статических и циклических нагружениях, основанные на аналитических и эмпирических методах, учитывают те или иные особенности поведения сталежелезобетонных конструкций и не в состоянии в должной степени оценивать их несущую способность [1]. Учет особенностей изменения напряженно-деформированного состояния сечений и фактические режимы деформирования бетона и стали в составе сталежелезобетонных изгибаемых элементов при различных режимах нагружения стал требованием времени.

Перспективной является методика, базирующаяся на расчетной модели, отражающей действительную работу сталежелезобетонных конструкций в зоне действия максимальных изгибающих моментов, и позволяющая учитывать действительное напряженно-деформированное состояние конструктивного элемента и реальные режимы деформирования бетона и стали [2,3]. В этом случае учитываются все основные факторы, влияющие на прочность сталежелезобетонных конструкций, что приводит к повышению их надежности и несущей способности.

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 », трансформированных, при необходимости, для учета влияния вида и режима нагружения [2];
- связь между осевыми напряжениями и относительными деформациями стали принимается в виде диаграмм « σ - ϵ »;
- для средних деформаций бетона плиты и стальной балки считается справедливой гипотеза плоских сечений.

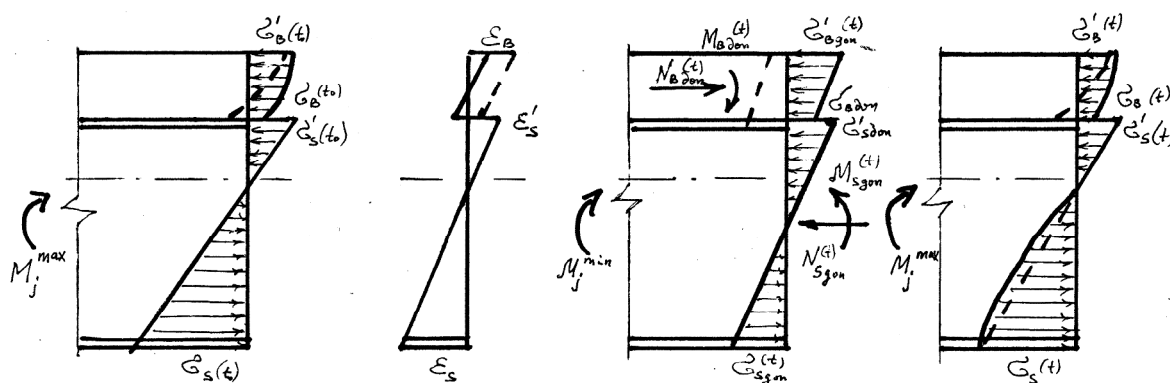


Рис. 1. Распределение напряжений и деформаций при податливости сопряжения

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:

$$N_x = \int \sigma_B [\epsilon_B (x_i) + \Delta \epsilon] V (x) dx + \sigma_s (\epsilon_s' - \Delta \epsilon) A_s' - \sigma_s (\epsilon_s + \Delta \epsilon) A_s \tag{1}$$

$$M_z = \int \sigma_B [\epsilon_B (x_i) + \Delta \epsilon] V (x) \left(x_i - \frac{h \cdot m}{2} \right) dx + \sigma_s (\epsilon_s' - \Delta \epsilon) A_s' Z_2 - \sigma_s (\epsilon_s + \Delta \epsilon) A_s Z_3, \tag{2}$$

где $\Delta \epsilon$ – относительная величина податливости шва;

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

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

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

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

$Z_1 = x_i - j \left(\frac{h \cdot m}{2} \right)$ – 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), (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:

$$M_j + \Sigma \Delta M_{sj} + \Delta M_{bj} \leq M_z; \tag{3}$$

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

$\Sigma \Delta M_{sj} = \Delta M_{sj}' + \Delta M_{sj}$ – дополнительный изгибающий момент вследствие возникновения и развития остаточных деформаций в стальной балке, в верхней и нижней частях сечения,

ΔM_{bj} – дополнительный изгибающий момент вследствие возникновения дополнительных напряжений в бетоне сжатой зоны плиты,

M_z – вычисляется на основе трансформированных диаграмм деформирования материалов.

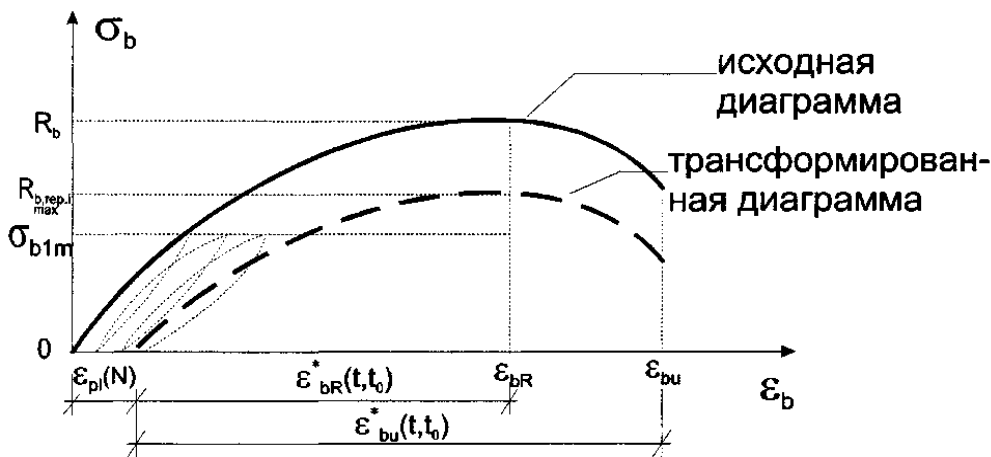


Рис. 2. Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона при стационарном режиме циклического нагружения

Для описания диаграмм деформирования бетона при малоцикловом нагружении в качестве исходной использована диаграмма « σ_b - ϵ_b » для случая однократного кратковременного статического нагружения [4]. Аналитические зависимости для описания диаграмм деформирования бетона при малоцикловом нагружении получаются путем трансформирования исходных диаграмм при кратковременном статическом нагружении. Трансформированные диаграммы по виду принимаются аналогичными исходной диаграмме с учетом следующих дополнительных положений (рис. 2):

- в качестве параметров основной узловой точки диаграммы принимаются напряжения в бетоне, равные пределу выносливости $R_{b,rep}$, и деформации, отвечающие деформациям в вершине диаграммы при статическом нагружении $\epsilon_{b,rep} = \epsilon_{bR}$;

- для дополнительной узловой точки, определяющей границы диаграмм, деформации принимаются равными предельным деформациям при статическом нагружении $\epsilon_{bu,rep} = \epsilon_{bu}$, а напряжения вычисляются по базовым зависимостям;

- координаты начала диаграмм принимаются переменными, а именно – смещенными на величину, равную деформациям виброползучести в рассматриваемый момент времени $\epsilon_{pl}^b(N)$;

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

Зависимость между координатой вершины диаграммы, количеством циклов нагружения и коэффициентом асимметрии цикла напряжений имеет вид:

$$S_{bi}(t, t_0) = R_{b,rep} = k_g R_b - \frac{\lg N}{\lg 10^7} \left[k_g - \frac{k_{rb}^T}{1 - r_{bt} \left(1 - \frac{k_{rb}^T}{k_g} \right)} \right], \tag{4}$$

где k_{pb}^T – относительный предел усталости на базе 10^7 циклов нагружений;

k_g – коэффициент динамического упрочнения бетона.

Деформации виброползучести бетона в рассматриваемый момент времени вычисляется по формуле [2]:

$$\epsilon_{pl}^b(N) = C_{\infty}(t, t) \cdot s_b^{\min}(t, t) [1 - e^{-g(t-t)}] + C_{\infty}(t, t) \cdot s_b^{\max}(t, t_0) (1 - r_{bt}) [1 - (1 - a)^N], \tag{5}$$

где a – функция упругопластических свойств бетона и скорости нагружения;

$C_{\infty}(t, \tau)$ – предельная мера ползучести бетона.

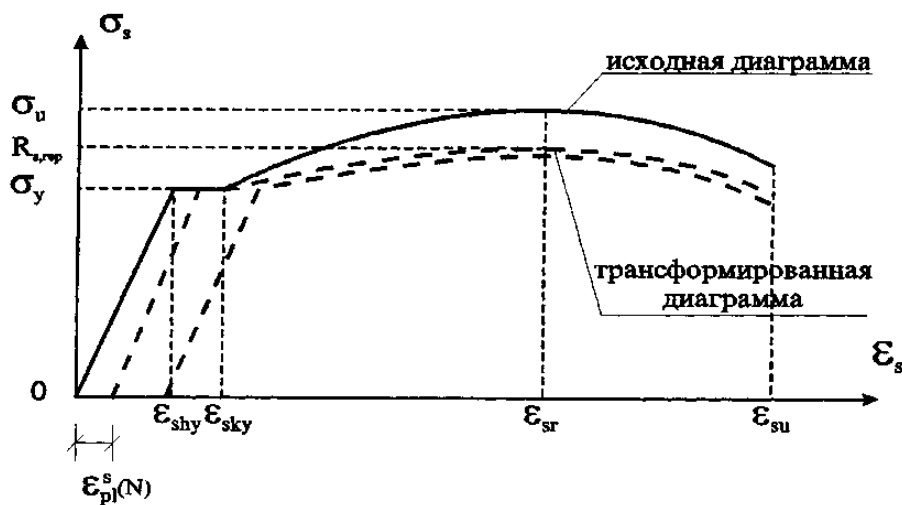


Рис. 3. Исходная и трансформированная диаграммы деформирования стали при расчете малоциклового выносливости

Для описания диаграммы деформирования стали при малоцикловом нагружении в качестве исходной использована диаграмма « σ_s - ϵ_s » для случая однократного кратковременного статического нагружения. Трансформированные диаграммы по виду принимаются аналогичными исходной диаграмме с учетом следующих дополнительных положений (рис. 3):

- в качестве параметров основной узловой точки диаграммы принимаются напряжения в стали, равные пределу выносливости $R_{s,rep}$, и деформации, отвечающие деформациям в вершине диаграммы при статическом нагружении $\epsilon_{s,rep} = \epsilon_{sr}$;
- для дополнительной узловой точки, определяющей границы диаграмм, деформации принимаются равными предельным деформациям при статическом нагружении $\epsilon_{su,rep} = \epsilon_{su}$, а напряжения вычисляются по базовым зависимостям;
- координаты начала диаграмм принимаются переменными, а именно – смещенными на величину, равную пластическим деформациям в рассматриваемый момент времени $\epsilon_{pl}^s(N)$.

Зависимость между координатой вершины диаграммы, количеством циклов нагружения и коэффициентом асимметрии цикла напряжений имеет вид:

$$\epsilon_{si}(t, t_0) = R_{s,rep} = k_{gs} S_u - \frac{\lg N}{\lg 2 \cdot 10^6} \left[k_{gs} S_u - R_{s,rep} \right] \tag{6}$$

где $R_{s,rep}$ – предел выносливости стали на базе $2 \cdot 10^6$ циклов нагружений;

k_{gs} – коэффициент динамического упрочнения стали.

В общем случае пластические деформации стали при малоцикловом нагружении вычисляются по формуле:

$$\epsilon_p^s(N) = \sigma_s^{\max}(t, t_0) \cdot \Phi(\sigma_s^{\max}, \sigma_u, \rho_s, N, \omega), \tag{7}$$

где $\Phi(\sigma_s^{\max}, \sigma_u, \rho_s, N, \omega)$ – мера виброползучести стали.

Мера ползучести стали определяется по формуле:

$$\Phi(\sigma_s^{\max}, \sigma_u, \rho_s, N, \omega) = \frac{1}{\sigma_u} \left(0,022 - 0,012 \frac{\sigma_u}{\sigma_s^{\max}} \right) \frac{k_{gs1}}{k_{gsi}} \left[1 + 0,1 \left(\frac{\sigma_u}{\sigma_s^{\max}} + 0,1 \rho_s \right) \right]^N N^{0,1},$$

где k_{gs1} – коэффициент динамического упрочнения стали при частоте приложения 1 Гц;

k_{gsi} – коэффициент динамического упрочнения стали при произвольной частоте нагружения

$$k_{gsi} = 1 + 0,27 \frac{\omega}{0,998};$$

$\dot{\epsilon}_s$ – скорость изменения деформаций.

Дополнительные изгибающие моменты в бетоне полки и в стальной балке определяются по формулам:

$$\Delta M_{sj} = \sigma_{s,доп}(t) A_s \cdot Z_1; \tag{8}$$

$$\Delta M'_{sj} = \sigma'_{s,доп}(t) A'_s \cdot Z_2; \tag{9}$$

$$M_{bj} = 0,5[\sigma_{b,доп}(t) + \sigma'_{b,доп}(t)] \times h_b \cdot b_n \cdot Z_3 \tag{10}$$

Дополнительные напряжения запишутся в виде (рис. 1):

$$\sigma'_{s,доп}(t) = [\alpha' \sigma_{b,доп}(t) + \sigma'_s(t_0)] \times [1 + (1 + \psi)c]; \tag{11}$$

$$\sigma_{s,доп}(t) = \left\{ [\sigma_{b,доп}(t) \cdot h - \sigma'_{b,доп}(t) \cdot h_s] \cdot \frac{\alpha' \gamma}{h_b} + \sigma_s(t_0) \varphi_t \right\} \cdot [1 + (1 - \psi)B]; \tag{12}$$

$$\sigma'_{b,доп}(t) = \left(\frac{w_1 w_5 - w_2 w_3}{w_3 w_6 - w_1 w_4} \right) \cdot [1 + (1 - \psi)A]; \tag{13}$$

$$\sigma_{b,доп}(t) = \left(\frac{\omega_2 \omega_4 - \omega_2 \omega_3}{\omega_3 \omega_6 - \omega_1 \omega_4} \right) \cdot [1 + (1 - \psi)C]; \tag{14}$$

где

$$\psi = \left(\frac{\text{ch} \lambda x}{\text{ch} \lambda l_0 - 1} \right);$$

$$\lambda = \sqrt{E_{cu} \left(\frac{1}{A_b E'_b(t)} + \frac{1}{A_s E'_s(t)} + \frac{a^2}{E_b} \right)};$$

$$A = \left(\frac{2 - h}{Z} \right) \cdot \left(\frac{2h_b^3 + 3h_b^2 h_s + \alpha h_s^3}{2h_b^3 + 2\alpha' h_s^3} \right);$$

$$\alpha' = \frac{E'_s(t)}{E'_b(t)};$$

$$C = \left(\frac{\alpha' h_s (h_b + h_s)}{\alpha' h_s^2 - h_b^2} \right) \cdot \left(\frac{4h_b^3 + 3h_b^2 h_s + \alpha h_s^3}{h_b^3 + \alpha' h_s^3} \right);$$

$$B = \frac{1}{\alpha' \left(1 + \frac{1}{n} \right) \cdot \left(\frac{2}{n^3} + \frac{3}{n^2} - \frac{1}{\alpha'} \right)} \cdot \left(\frac{1}{n^3} + \frac{1}{a'} \right) \cdot \left(\frac{1}{n^2} + \frac{2}{a'n} + \frac{1}{a'} \right);$$

$$n = \frac{h_b}{h_s};$$

$$\omega_1 = A_b y_b - n' \gamma A_s y_s;$$

$$\omega_2 = \frac{A_s h_b \varphi_t [\sigma'_s(t_0) y_s + \sigma'_s(t_0) y'_s]}{h_s};$$

$$\omega_3 = A_b y_b (y'_s + y_b) + I_b + n' \gamma I_s;$$

$$\omega_4 = A_b y'_b (y'_s + y_b) - I_b - n' \gamma I_s;$$

$$\omega_5 = \frac{I_s h_b \varphi_t [\sigma'_s(t_0) + \sigma'_s(t_0)_s]}{h_s};$$

$$\omega_6 = A_b y_b + n' \gamma A_s (y'_s + h_b);$$

$$\gamma = \frac{1}{2} \left[\frac{1 + E_b(t_0)}{E_b(t)} + (1 + \alpha) \varphi_t \right];$$

$$\alpha = 0,5 \xi_1(t);$$

$$n' = \frac{E_b(t)}{E'_b(t)};$$

$$\varphi_t = C^*(t, \tau) \cdot E_b(t_0);$$

$$C^*(t, \tau) = \frac{\sum \epsilon_b^{pl}(N)}{\sigma_b(t_0)};$$

$$\sum \epsilon_b^{pl}(N) = \frac{\epsilon_b^{pl}(N) + x \cdot \epsilon_s^{pl}(N \cdot \psi_{\epsilon 1})}{h - x};$$

E_{cu} – модуль деформации сдвига по плоскости сопряжения;

$E'_b(t)$, $E'_s(t)$ – модуль деформации бетона и стали при упругопластическом деформировании.

Уравнения (1-3) справедливы для всех стадий напряженно-деформированного состояния элемента, включая и стадию разрушения.

Прочность нормального сечения считается обеспеченной при удовлетворении условия (3).

Коэффициенты асимметрии цикла напряжений в бетоне сжатой зоны плиты (ρ_{bt}) и в растянутой части стальной балки (ρ_{st}) в рассматриваемый момент времени t представляются в виде:

$$\rho_{bt} = \frac{M_j^{max} \rho_M + \Delta M_{bj}}{M_j^{max} + \Delta M_{bj}}; \rho_{st} = \frac{M_j^{max} \rho_M + \Delta M_{sj}}{M_j^{max} + \Delta M_{sj}};$$

где $\rho_M = \frac{M_j^{min}}{M_j^{max}}$.

Изложенная методика опробована при расчете малоциклового выносливости и прочности по нормальным сечениям сталежелезобетонных балок, испытанных авторами. Экспериментальные балки имели разные диаметры и шаг анкерных связей между бетонной плитой и стальным прокатом. Сопоставление результатов расчета и эксперимента представлено на рис. 4.

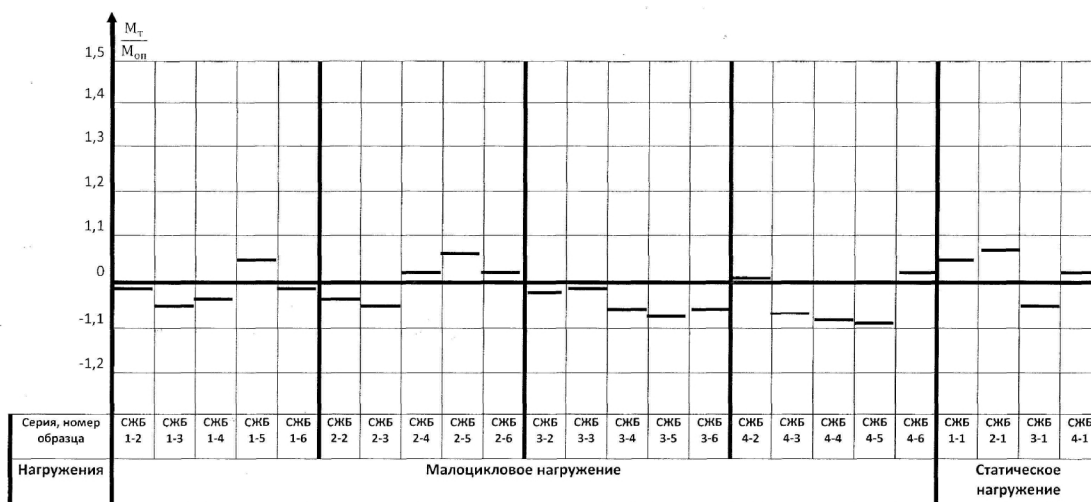


Рис. 4. Сопоставление опытных и расчетных значений выносливости и прочности нормальных сечений сталежелезобетонных балок при расчете с учетом податливости соединения

Об эффективности предлагаемой методики можно судить по результатам аналитической обработки:

а) деформационный метод расчета с учетом податливости соединения при малоцикловом нагружении $M_T/M_{оп}=1,0075$;

б) деформационный метод расчета с учетом податливости соединения при статическом нагружении $M_T/M_{оп}=1,0035$.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП 2.05.03-84*. Мосты и трубы. – М.: Стройиздат, 1996. – 210 с.
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. Залесов А.С., Мирсаяпов И.Т. Расчет изгибаемых железобетонных элементов на выносливость с учетом аналитических диаграмм деформирования бетона и арматуры // Бетон и железобетон, 1993, № 4. – С. 22-24.