

15. Реконструкция зданий и сооружений / А.Л. Шагин, Ю.В. Бондаренко, Д.Ф. Гончаренко, В.Б. Гончаров; Под ред. А.Л. Шагина. – М.: Высш. шк., 1991. – 352 с.

16. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений / НИИСК. – М.: Стройиздат. – 104 с. – (Нормативно-директивный документ).

17. Сперанский А.М. Расчёт предварительно-напряжённых элементов при усилении металлических пролётных строений железнодорожных мостов / А.М. Сперанский // Труды МИИТ. Сб. №269. – М.: Транспорт, 1969. – С.32-38.

18. Стрелецкий Н.Н. Прочность стальных предварительно-напряжённых балок / Н.Н. Стрелецкий // Промышленное строительство. – 1961. – №2. – С.32-36.

19. Шагин А.Л. Конструкции с локальным предварительным напряжением / А.Л. Шагин // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб.: Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону. – 1996. – Вип.47. – С.193-196.

20. Шагин А.Л. Особенности предварительного напряжения сталежелезобетонных конструкций / А.Л. Шагин, М.Ю. Избаш, В.В. Асанов, Р.Н. Шемет // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб.: Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону. – 2003. – Вип.59, т. 1. – С.565-570.

21. Шагин А.Л. Усиление эксплуатируемых балочных конструкций локальным обжатием / А.Л. Шагин, М.Ю. Избаш // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб.: Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону. – 2005. – Вип.62, т. 2. – С.316-321.

Отримано 27.04.2012

УДК 624.042.7

А.В.БЕНИН, канд. техн. наук

*ФГБОУ ВПО «Петербургский государственный университет путей сообщения»
(Российская Федерация)*

КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНЫЙ АНАЛИЗ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ ПОЛЗУЧЕСТИ БЕТОНА И КОРРОЗИИ АРМАТУРЫ

Одним из основных факторов, влияющих на работоспособность строительных конструкций зданий и сооружений большинства промышленных предприятий, является агрессивная среда, необратимо изменяющая деформативно-прочностные качества бетона, снижающая защитные свойства бетона по отношению к арматуре и приводящая к коррозии арматуры и нарушению ее сцепления с бетоном. При решении практических задач расчета железобетонных конструкций следует рассматривать явление коррозии одновременно с ползучестью бетона при учете его физической нелинейности. Задача усложняется, когда речь идет о расчете сооружений в сейсмоопасных районах, так как снижение во времени жесткостных характеристик конструкции увеличивает периоды ее свободных колебаний, что, в свою очередь, может привести как к повышению (при значительных частотах колебаний), так и к уменьшению коэффициента динамичности.

Одним з основних факторів, що впливають на працездатність будівельних конструкцій будівель і споруд більшості промислових підприємств, є агресивна середовище, необоротно змінює деформативність-міцнісні якості бетону, що знижує захисні властивості бетону по відношенню до арматури і призводить до корродірованню арматури і порушення її зчеплення з бетоном. При вирішенні практичних завдань розрахунку залізобетонних конструкцій слід розглядати явище корозії одночасно з повзучістю бетону при обліку його фізичної нелінійності. Завдання ускладнюється, коли йдеться про розрахунок споруд в сейсмо-

небезпечних районах, так як зниження в часі характеристик жорсткості конструкції збільшує періоди її вільних коливань, що, в свою чергу, може призвести як до підвищення (при значних частотах коливань), так і до зменшення коефіцієнта динамічності.

Corrosion of rebars is the key reason for time-dependent quality degrading of reinforced concrete structures. This problem is important for structures in seismic sensitive zones because it leads to deviations of the structure rigidity characteristics and may increase seismic inertia forces at simultaneous reduction of bearing capability in certain elements or at dangerous raise of stresses. This study proposes a clarified procedure to solve plane elastic problem for reinforced concrete. It assumes an application of new approximation for non-linear concrete strain diagram, development of a detailed finite element model for reproduction of effect generated under concrete/rebar bond forces, and also simultaneous record of influence of time-dependent factors (concrete creep and rebar corrosion on structural strained and stressed state).

Ключевые слова: железобетон, напряженно-деформированное состояние, деформации ползучести, коррозия, конечно-элементная модель, трещинообразование.

Одним из основных факторов, влияющих на работоспособность строительных конструкций зданий и сооружений большинства промышленных предприятий, является агрессивная среда. Агрессивная среда необратимо изменяет деформативно-прочностные качества бетона, снижает защитные свойства бетона по отношению к арматуре, приводит к корродированию арматуры и нарушению ее сцепления с бетоном. Российские нормативные документы [1] не определяют работоспособность конструкции в агрессивных условиях, а лишь назначают средства защиты от них.

Данные инженерных обследований показывают, что железобетонные конструкции, работающие в условиях агрессивных сред, могут прийти в аварийное состояние в возрасте 10-15 лет и ранее. При этом происходит отделение защитного слоя бетона и обнажение арматуры, которая покрывается слоем продуктов коррозии толщиной до 7-10 мм; уменьшение сечения арматуры может составлять 50% и более.

Одним из важных количественных показателей коррозии бетона является коэффициент стойкости K_c – отношение прочности образцов, твердевших в агрессивном растворе и в воде. Опасными (недопустимо малыми) по оценкам различных авторов являются значения K_c , меньшие 0,50...0,25. Для арматуры в качестве основного критерия коррозионного повреждения часто принимают уменьшение массы или площади сечения стержней. Процесс коррозионного износа стали в агрессивных средах развивается во времени по закону, близкому к экспоненциальному. При этом нужно учитывать также падение предела текучести и временного сопротивления стали при коррозии.

При решении практических задач расчета железобетонных конструкций следует рассматривать явление коррозии одновременно с ползучестью бетона при учете его физической нелинейности. Задача услож-

няется, когда речь идет о расчете сооружений в сейсмоопасных районах. Дело в том, что снижение во времени жесткостных характеристик конструкции увеличивает периоды ее свободных колебаний, что, в свою очередь, может привести как к повышению (при значительных частотах колебаний), так и к уменьшению коэффициента динамичности.

В настоящей статье описанные выше явления изучаются на примере результатов обследования и последующего расчета несущих элементов здания промышленного назначения, построенного в 1994 г. в одном из сейсмоопасных районов на юге России.

Расчетная схема конструкции и начальные механические характеристики материалов

Двухэтажное производственное здание представляет собой сборную железобетонную конструкцию длиной 24 м, состоящую из трех рядов колонн, расставленных с шагом 6,0 м, на которые (через короткие консоли) опираются шестиметровые главные балки. Расстояние между первым и вторым рядами колонн – 4,0 м, а между вторым и третьим – 6,0 м. На главные балки с шагом 6,0 м опираются второстепенные (меньшей высоты) балки с пролетами соответственно 4,0 и 6,0 м. На балочную клетку, параллельно второстепенным балкам, уложены плиты с пролетами также 4,0 и 6,0 м при ширине 1,2 м.

Рассмотрена работа основных несущих элементов – плит пролетом 6,0 м с постоянной толщиной 0,14 м. Плита выполнена из железобетона (бетон класса В15, верхняя и нижняя арматура класса А300: продольная – Ø10, шаг 300; поперечная – Ø10, шаг 170). Плита свободно опирается короткими (по 1,2 м) сторонами на главные балки. Начальное значение модуля упругости бетона $E_0 = 24000$ МПа, начальный коэффициент Пуассона $\nu_0 = 0,2$.

Конечно-элементная модель железобетонной конструкции

При расчетах использовалась уже апробированная ранее конечно-элементная модель железобетонной конструкции. Типичный фрагмент расчетной схемы плоской железобетонной конструкции представлен на рис.1 [2]. Бетон моделируется прямоугольными элементами, границы между которыми показаны тонкими вертикальными и горизонтальными линиями. Жирными точками отмечены узлы, через которые проходит горизонтальный арматурный стержень. Для большей ясности ось стержня (толстая черная линия) смещена на чертеже несколько ниже указанных узлов. Узлы арматурного стержня и узлы бетонных элементов, с которыми он связан, имеют попарно одинаковые координаты, но различные номера. Таким образом, в принятой расчетной схеме узлы бетона и арматуры, совпадавшие до приложения нагрузки, могут получать в процессе деформирования ненулевые взаимные перемещения. Тем са-

мым моделируется процесс проскальзывания арматуры относительно бетона вследствие действия сил сцепления. Элементами, в которых возникают усилия, эквивалентные силам сцепления, являются горизонтальные пружины.

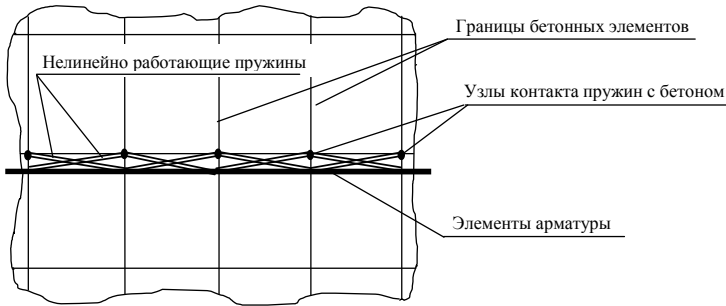


Рис.1 – Фрагмент расчетной схемы железобетонной конструкции

По мере изменения напряженно-деформированного состояния системы выполняется пересчет ее жесткостных характеристик. Бетон рассматривается как материал с приобретенной анизотропией, причем в плоскостях главных деформаций связь между деформациями и напряжениями является нелинейной. Соответственно для бетонных элементов на каждом этапе определяются новые значения секущих модулей и коэффициентов поперечной деформации.

Пружины, моделирующие связь между бетоном и арматурой, на первом этапе расчета имеют начальную жесткость, способ нахождения которой зависит от принятого закона сцепления. На первоначальном этапе расчета сцепление определялось в соответствии с рекомендациями Model Code 90 для тяжелых бетонов.

Сходимость итерационного процесса оценивалась путем сравнения потенциальной энергии накопленной во всех бетонных элементах на двух последовательных шагах расчета (заданная относительная погрешность составляла 2%).

Расчет выполнен с помощью конечно-элементного программного комплекса COSMOS/M. По начальным исходным данным получен первый период колебаний $T_{1,0} = 0,183$ с. По спектральной методике подсчитаны значения сейсмических сил, после чего найдены напряжения и перемещения, вызванные совместным действием заданных нагрузок и сейсмических сил. В частности, получено максимальное значение прогиба (в середине пролета плиты) $v_{\max,0} = 0,0128$ м. При деформации,

соответствующей такому прогибу, секущий модуль материала плиты оказывается существенно меньше начального, а именно $E_0^* = 9530$ МПа. Отметим также, что вычисленное по начальным данным значение коэффициента динамичности для первой частоты колебаний равно $\beta_1 = 2,5$.

*Нелинейные физические зависимости
для расчета железобетонной плиты*

При одноосном напряженном состоянии (растяжение или сжатие) бетонного образца нелинейность деформирования описывается диаграммой $\sigma - \varepsilon$. В расчете использовался предложенный ранее вариант диаграммы, в котором первый участок диаграммы (до момента образования магистральных трещин) аппроксимируется кубичной параболой [2]. Для наблюдения за конструкцией при значительных деформациях, вплоть до полного разрушения, диаграмма дополнена вторым участком, на котором напряжение описывается быстро снижающейся гиперболой, асимптотически приближающейся к нулевому значению. Диаграмма деформирования арматурной стали задана в виде диаграммы Прандтля.

При выполнении конечно-элементного расчета деформированное состояние изгибаемой плиты характеризуется тремя степенями свободы каждого узла: нормальное смещение V и углы поворота нормали θ_x, θ_z . В качестве плоскости отсчета принята срединная плоскость пластины, перемещения в которой считаются равными нулю. Кривизны κ_z, κ_x , кручение χ_{zx} и деформации $\varepsilon_z, \varepsilon_x, \gamma_{zx}$ определяются формулами:

$$\kappa_z = \frac{\partial \theta_x}{\partial z}; \quad \kappa_x = -\frac{\partial \theta_z}{\partial x}; \quad \chi_{zx} = \frac{\partial \theta_x}{\partial x} - \frac{\partial \theta_z}{\partial z}; \quad (1)$$

$$\varepsilon_x = \kappa_x y; \quad \varepsilon_z = \kappa_z y; \quad \gamma_{zx} = \chi_{zx} y. \quad (2)$$

В ходе реализации нелинейного расчета после очередного шага итерационного процесса пластина разбивается по толщине на слои. В пределах каждого конечного элемента подсчитываются характерные средние значения деформаций (2) для каждого из слоев и определяются, по величине и направлению, главные деформации. При этом для тонких пластин считается возможным пренебречь деформациями ε_y и сдвигами по нормали к срединной поверхности пластины, в связи с чем главные деформации происходят в плоскостях, параллельных координатной плоскости XOZ .

По величине главных деформаций, в соответствии с принятой диаграммой $\sigma - \varepsilon$, устанавливаются новые значения секущих модулей и напряжений на площадках, нормальных к главным деформациям. После обратного перехода к первоначальным (глобальным) осям x и z получаются напряжения в бетоне $\sigma_x, \sigma_z, \tau_{zx}$ на разных уровнях по толщине пла-

стины. Кроме того, по найденным деформациям легко найти нормальные напряжения в арматурных стержнях $\sigma_{x,s}$, $\sigma_{z,s}$. После этого для каждого конечного элемента обычным образом определяются изгибающие и крутящий моменты M_x, M_z, M_{zx} .

С другой стороны, моменты в ортотропной пластине могут быть представлены через четыре жесткостных константы [3]:

$$D_x = E_x h^3 / 12; D_z = E_y h^3 / 12; D_{zx} = G_{zx} h^3 / 12; D_1 = \nu_{yx} E_x h^3 / 12, \quad (3)$$

здесь h – толщина плиты.

Это представление запишем в виде:

$$M_x = D_x \frac{\partial \theta_x}{\partial z} - D_1 \frac{\partial \theta_z}{\partial x}; M_z = D_z \frac{\partial \theta_z}{\partial x} - D_1 \frac{\partial \theta_x}{\partial z}; M_{zx} = 2D_{zx} \left(\frac{\partial \theta_x}{\partial x} - \frac{\partial \theta_z}{\partial z} \right). \quad (4)$$

Что касается модуля сдвига G_{zx} , то по соображениям, изложенным С.Г. Лехницким для горных пород [4] и Н.И. Карпенко для бетона [5], выразим его приближенной формулой

$$G_{zx} = \frac{1}{\frac{1}{E_x} + \frac{1}{E_z} + \frac{2\nu_{xz}}{E_x}} = \frac{1}{\frac{h^3}{12D_x} + \frac{h^3}{12D_z} + \frac{2D_1}{D_x}}. \quad (5)$$

Уравнения (4), (5) образуют систему, из которой могут быть найдены жесткостные константы D_x, D_z, D_{zx}, D_1 , а затем секущие модули и коэффициенты Пуассона, используемые в качестве исходных данных на следующем шаге итерационного процесса.

Учет деформаций ползучести

Описанное выше производственное здание подверглось нескольким землетрясениям (самое сильное произошло через 10 лет после постройки здания). Поэтому при выполнении расчета плит перекрытия были учтены накопившиеся деформации ползучести. Для количественной оценки деформаций линейной ползучести обычно принимают характеристику ползучести $\varphi(t)$ или меру ползучести $C(t)$. Для изменения характеристики ползучести во времени может быть принята экспоненциальная функция $\varphi(t) = \varphi_\infty (1 - e^{-bt})$, где b – опытный параметр, не зависящий от времени t .

Физические зависимости при ползучести зависят от принятого варианта теории. Решение задачи усложняется, если (при достаточно больших значениях напряжений) возникает необходимость в учете нелинейного характера связи между напряжениями и деформациями ползучести. Для приближенного учета ползучести допускается (например, в [6]) вводить в рассмотрение только предельные значения характеристики ползучести φ_∞ или меры ползучести $C_\infty = \varphi_\infty / E_0$. Эти значения со-

ответствуют таким, достаточно большим значениям времени t , при которых рост деформаций ползучести практически полностью прекращается. В таких случаях выполняется обычный статический расчет с заменой начального модуля упругости бетона на «длительный модуль» E_∞ , определяемый формулой

$$E_\infty = \frac{E_0}{1 + \xi_t \xi_h E_0 C_\infty}, \quad (6)$$

где коэффициент ξ_t учитывает длительность действия нагрузок, а коэффициент ξ_h зависит от толщины плиты.

Указанный приближенный подход был принят в расчете рассматриваемого здания, во-первых, в силу относительной простоты такого подхода и, во-вторых, в связи с тем, что его применение обеспечивает некоторый запас жесткости конструкции. По таблицам из источника [6] найдено $C_\infty = 11 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2/\text{МН}$, $\xi_{\text{дл}} = 0,8$ и $\xi_h = 1,0$. Для учета нелинейного характера кратковременной ползучести бетона в формуле (6) вместо модуля $E_0 = 24000 \text{ МПа}$ принят сниженный модуль $E_0^* = 9530 \text{ МПа}$.

Учет влияния коррозии

При выполнении сейсмического расчета элементов здания, работающих в условиях агрессивных сред, должно быть также учтено и влияние коррозии. В зависимости от типа агрессивной среды прочность $R_{ar.c}$ бетона в агрессивной среде как функция времени может быть выражена формулами

$$R_{ar.c} = a R t^b \quad (7)$$

или

$$R_{ar.c} = a R \exp(bt + ct^2), \quad (8)$$

где R – прочность бетона в нейтральной среде; t – время (сутки); a, b, c – постоянные, значения которых устанавливаются путем обработки результатов экспериментов. Для рассматриваемой задачи по условиям производства и эксплуатации здания коэффициенты в формуле (7) равны $a = 2,456$ и $b = -0,127$, откуда следует, что прочность бетона в агрессивной среде составляет 86,7% от номинального значения. Если в качестве R принять (с определенным запасом) значение нормативного сопротивления бетона, то получим $R_{ar.c} = 9,54 \text{ МПа}$. Для начального модуля упругости в агрессивной среде предложена формула [7]

$$E_{b,ar.c} = \frac{65230 R_{ar.c}^{1,039}}{1,208 R_{ar.c}^{1,039} + 20}. \quad (9)$$

В рассматриваемом случае имеем $E_{b,ar.c} = 20850$ МПа. Коэффициент снижения начального модуля за счет коррозии $k_E = E_{b,ar.c} / E_0 = 0,869$.

Учет влияния агрессивной среды на параметры ползучести выполняется путем записи характеристики ползучести в виде:

$$\varphi_{b,ar.c} = \eta_{ar.c\varphi\infty} (1 - e^{-bt}). \quad (10)$$

По данным [7] коэффициент $\eta_{ar.c\varphi\infty}$, отражающий ускорение ползучести в агрессивной среде, оказывается равным 2,019. Соответственно в формуле (6) предельное значение меры ползучести C_∞ заменяется на $\eta_{ar.c\varphi\infty}$

C_∞ и E_0 заменяется на $k_E E_0^*$. В результате длительный модуль E_∞ снижается до 7089 МПа.

Влияние коррозии приводит также к снижению максимальных напряжений сцепления. В расчете для учета данного явления использовалась модель Кастеллани и Коронелли [8], в которой график $\tau - s$ получается из графиков, построенных без учета коррозии при помощи параллельной сдвигки (в сторону начала координат) ниспадающей ветви.

Численные параметры, характеризующие графики сил сцепления, связаны, в первую очередь, с глубиной проникновения коррозии в тело стержня. В технической литературе имеется большое количество предложений по количественной оценке коррозии стальной арматуры. Для толщины слоя продуктов коррозии используется формула

$$\delta(t) = \delta_k(t) + \Delta d(t), \quad (11)$$

где $\delta_k(t)$ – коррозионные потери толщины стержня (глубина коррозионных язв) за время t ; $\Delta d(t)$ – увеличение диаметра стержня за счет продуктов коррозии. Значение $\delta_k(t)$ можно принять по формуле [8]

$$\delta_k(t) = \frac{\delta_0 t}{T + t}, \quad (12)$$

здесь в отличие от формул (7), (8) и (10) временные параметры t и T выражаются в месяцах. Для рассматриваемой задачи можно принять в среднем $T = 17,5$ мес, $\delta_0 = 0,201$ мм, $\Delta d = 0,015$ мм. К моменту землетрясения (при $t = 120$ мес) получается $\delta(t) = 0,189$ мм.

Окончательные результаты расчета

При длительном модуле $E_\infty = 7089$ МПа с использованием диаграммы $\sigma - \varepsilon$, имеющей максимальную ординату $R_{ar.c} = 9,54$ МПа, и с учетом коррозионных потерь арматуры получено увеличение максимального прогиба до недопустимых величин порядка 1% от пролета пластины: $v_{\max,2} = 0,062$ м (в пять раз больше, чем при первоначальном расчете).

В этом приближении первый период свободных колебаний возрастает до 0,401 с. В средней части пролета напряжения достигают значения, равного нормативному сопротивлению при сжатии 11,0 МПа. В

этой же части пролета на нижней поверхности пластины происходит интенсивное трещинообразование, которое должно привести к обнажению нижнего слоя арматуры. Судя по полученным результатам, после землетрясения плита должна оказаться в состоянии, близком к окончательному разрушению.

Результаты расчета были сравнены с результатами технического обследования здания, выполненного после землетрясения. При обследовании здания были обнаружены следующие основные дефекты рассматриваемой плиты:

- обнажение и сильная коррозия арматуры, сколы бетона;
- высолы и деструктивное разрушение поверхности бетона в связи с протечками химически активных жидкостей;
- наличие локальных сквозных отверстий в теле плиты.

Фрагмент разрушенной нижней поверхности плиты в средней части пролета показан на фото (рис.2).



Рис.2 – Фрагмент разрушения нижней поверхности железобетонной плиты

Таким образом, результаты конечно-элементного расчета, выполненного на основе предложенной теории расчета железобетонных конструкций с учетом трещинообразования, ползучести бетона и коррозии арматуры, полностью согласуются с результатами технического обследования здания. Кроме того, выполненные дополнительные расчеты на сейсмостойкость здания в его текущем состоянии показали, что здание нуждается в значительном усилении, так как не выдержит следующего землетрясения такой же интенсивности (первоначально, на основании начального расчета, предполагалось ограничиться лишь выборочным

ремонт отдельных элементов здания). В настоящее время здание работы по усилению здания и его капитальному ремонту уже завершены.

Выводы

1. Взамен часто применяемых до сих пор в практике проектирования упрощенных, условных подходов к анализу работы железобетона предлагается новая методика, позволяющая существенно ближе подойти к получению достоверной картины напряженно-деформированного состояния элементов конструкции. Для конкретных задач численно выполнен одновременный учет ряда факторов, проявляющихся во времени, таких как нелинейность, ползучесть, накопление повреждений. Показано, что для реализации такого учета могут быть использованы возможности современных программных комплексов в сочетании с авторскими программами, управляющими процессом пересчета механических характеристик материалов в автоматическом режиме.

2. В качестве основного вывода отметим, что факторы, зависящие от времени (ползучесть бетона, коррозия арматуры), обязательно должны учитываться одновременно с нелинейным характером деформирования железобетона. Это обстоятельство имеет особое значение при строительстве в сейсмических районах, когда величина воздействия зависит от жесткости конструкции, так как снижение во времени жесткостных характеристик конструкции увеличивает периоды ее свободных колебаний, что, в свою очередь, может привести к изменению коэффициента динамичности.

1. Строительные нормы и правила СНиП 2.03.11-85. Защита строительных конструкций от коррозии. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1985.

2. Бенин А.В. Деформирование и разрушение железобетона: аналитические, численные и экспериментальные исследования. – СПб.: ПГУПС, 2006. – 127 с.

3. Тимошенко С.П., Войновский-Кригер С. Пластинки и оболочки: Пер. с англ. – 2-е изд. – М.: Наука, 1966. – 635 с.

4. Лехницкий С.Г. Теория упругости анизотропного тела. – 2-е изд. – М.: Наука, 1977. – 416 с.

5. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами. – М.: Стройиздат, 1976. – 208 с.

6. Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий ВСН 32-77 / Госгражданстрой. – М.: Стройиздат, 1978. – 177 с.

7. Попеско А.И. Работоспособность железобетонных конструкций, подверженных коррозии. – СПб.: СПбГАСУ, 1996. – 182 с.

8. Castellani A., Coronelli D. Beams with corroded reinforcement: Evaluation of the effects of cross-section losses and bond deterioration by finite element analysis. Structural Faults and Repair-99, London, UK, July 1999.

Получено 23.05.2012