

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

СОДЕРЖАНИЕ

КОНСТРУКЦИИ

КРИШАН А.Л. Новый подход к оценке прочности сжатых
трубобетонных элементов 2

БЕТОНЫ

ДОВЖИК В.Г. Учет эксплуатационной влажности бетонов
при расчете и нормировании их теплопроводности 6

АРМАТУРА

ХАРИТОНОВ В.А., ЗАРЕЦКИЙ Л.М. Арматурные канаты
периодического профиля 10

ЗАВОДСКОЕ ПРОИЗВОДСТВО

БОБЫЛЁВ В.И., СОКОЛОВ А.М. К расчету устройств для
непрерывного электроразогрева бетонных смесей 14

ТЕОРИЯ

ЯГУПОВ Б.А. Расчетные предпосылки комплексной оценки
силового сопротивления железобетонных конструкций
при интенсивных коррозионных воздействиях 16

ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

ГАРИБОВ Р.Б. Моделирование поведения фибробетонных
конструкций в условиях радиационного облучения 19

КЛЮЕВА Н.В. Предложения к расчету живучести
коррозийно повреждаемых железобетонных конструкций 22

БЕЗОПАСНОСТЬ СООРУЖЕНИЙ

ПОПОВ В.А. Работа бетонных (армобетонных) покрытий
без швов расширения 26

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПРОМЫШЛЕННЫХ ОТХОДОВ

МУРТАЗАЕВ С-А.Ю., ИСМАИЛОВА З.Х. Эффективные
мелкозернистые бетоны с использованием отвалных
золошлаковых смесей 27

В ПОРЯДКЕ ОБСУЖДЕНИЯ

ШЕЙНИН А.М., ЭККЕЛЬ С.В., ФЕДНЕР Л.А. Об ускоренном
определении морозостойкости бетона 29

А.Л.КРИШАН, канд. техн. наук, (ГОУ ВПО "Магнитогорский государственный технический ун-т")

НОВЫЙ ПОДХОД К ОЦЕНКЕ ПРОЧНОСТИ СЖАТЫХ ТРУБОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Возросший интерес к трубобетонным элементам обусловлен конструктивной, технологической и экономической целесообразностью их применения в качестве колонн при строительстве высотных зданий. Однако широкому внедрению таких элементов препятствует отсутствие в отечественных нормах проектирования методики расчета их прочности.

Имеющиеся в работах [1...4] предложения по расчету трубобетонных колонн не в полной мере учитывают особенности напряженно-деформированного состояния стальной оболочки и бетонного ядра, проявляющиеся в процессе их загрузки. В частности, данные предложения не позволяют объяснить или учесть наблюдаемый в опытах значительный рост прочности трубобетонных конструкций с предварительно обжатым бетонным ядром [5]. В этой связи предлагается новый подход к теоретической оценке прочности сжатых трубобетонных элементов любой конструкции, концептуальные основы которого излагаются в данной статье.

Известно, что короткий центрально сжатый трубобетонный элемент с достаточно толстой облойкой практически очень сложно разрушить в полном смысле этого слова. В локальных зонах стальная оболочка и бетон могут претерпевать значительные деформации еще задолго до полной потери несущей способности. При этом трубобетонный элемент, представляющий внутренне статически неопределимую систему, вследствие перераспределения усилий между бетонным ядром и стальной оболочкой, а также повышенной деформативности объемно сжатого ядра приспособляется к данному уровню нагружения и способен дальше воспринимать возрастающую нагрузку.

Например, в наших экспериментах в образце с внешней облойкой из трубы диаметром 219 мм и толщиной стенки 8 мм напряжения в стальной облойке достигли предела текучести при нагрузке 260 т, тогда как максимальная осевая сжимающая нагрузка составила 450 т. При этом наибольшие деформации укорочения, соответствующие полной потере несущей способности, достигли 8 % от первоначальной длины элемента; по данным работ других исследователей, эти деформации могут составлять 15 % и более.

Различные обоснования увеличения прочности и деформативности бетона, работающего в условиях объемного сжатия, приводятся в ряде источников, например в [6,7]. Обобщение опубликованного материала и полученных экспериментальных данных свидетельствует о следующих особенностях работы сжатых трубобетонных элементов.

Воздействие бокового давления на образец, нагруженный продольной силой, принципиально изменяет условия возникновения и развития трещин. В первых, нагрузка, соответствующая началу образования микротрещин, существенно повышается. Во вторых, с увеличением бокового давления меняется угол наклона преимущественного развития этих трещин относительно продольной оси, что частично блокирует дальнейший рост уже образовавшихся трещин. При этом объем материала, заключенный между такими трещинами, оказывается более напряженным и получает дополнительные деформации. В процессе дальнейшего увеличения внешней продольной силы в данном объеме образуются новые микротрещины, рост которых также сдерживается как постепенно возрастающим боковым давлением, так и ранее образовавшимися трещинами другого направления. Подобные процессы повторяются многократно до тех пор, пока не начнет нарушаться сцепление между бетонным ядром и внешней стальной оболочкой, либо пока возникающие в бетоне сдвиговые усилия не преодолеют сопротивление этой оболочки (такой вариант разрушения наблюдается при относительно тонкой оболочке).

В этой связи особенно актуален вопрос об установлении четкого критерия, соответствующего наступлению первого предельного состояния трубобетонной конструкции. Вопрос об этом уже давно и достаточно широко обсуждался среди специалистов в области железобетона.

В последние годы большинство исследователей склонялось к мысли, что для трубобетонных элементов предельной следует считать нагрузку, вызывающую появление в трубе-облойке напряжений текучести. Однако экспериментальные данные о процессах, предшествующих разрушению таких конструкций, и величинах относительных продольных деформаций бетона в условиях трехосного сжатия позволяют утверждать, что в начальной стадии текучести оболочки бетонное ядро может иметь значительные резервы прочности.

Результаты многочисленных экспериментально-теоретических исследований, приведенных в литературе, показывают, что в качестве предельного состояния для сжатых трубобетонных элементов можно принимать такое, при котором напряжения в бетоне достигают его прочности, при условии, что сталь внешней оболочки уже находится в состоянии текучести. В случае, когда бетон достигает прочности раньше перехода стальной оболочки в состояние те-

кучести, за момент достижения предельного состояния следует принимать начало текучести металла трубы.

Для расчета прочности нормальных сечений внецентренно сжатых трубобетонных элементов предлагается использовать основные положения нелинейной деформационной модели железобетона [8] с соответствующими коррективами. Прочность сечения сжатой трубобетонной конструкции считается достаточной до тех пор, пока выполняется хотя бы одно из следующих условий:

$$|\varepsilon_{by,max}| \leq \varepsilon_{b,ult} ; \quad (1)$$

$$|\varepsilon_{s,max}| \leq \varepsilon_{s,ult} , \quad (2)$$

где $\varepsilon_{by,max}$ - максимальные относительные деформации в сжатом бетоне, возникающие по направлению действующей продольной силы (далее называемые "осевые" деформации); $\varepsilon_{s,max}$ - максимальная величина интенсивности относительных деформаций во внешней стальной оболочке, определяемая для наиболее сжатых и растянутых волокон; $\varepsilon_{b,ult}$ - предельные относительные деформации бетона в осевом направлении; $\varepsilon_{s,ult}$ - предельные относительные деформации внешней стальной оболочки.

В предлагаемой деформационной модели, как и в традиционной, значения относительных осевых деформаций в бетоне и стали определяются из решения:

– уравнений равновесия внешних и внутренних сил в нормальном сечении

$$N \cdot e_o = \sum_i \sigma_{byi} A_{bi} Z_{bi} + \sum_j \sigma_{syj} A_{sj} Z_{sj}; \quad (3)$$

$$N = \sum_i \sigma_{byi} A_{bi} + \sum_j \sigma_{syj} A_{sj}; \quad (4)$$

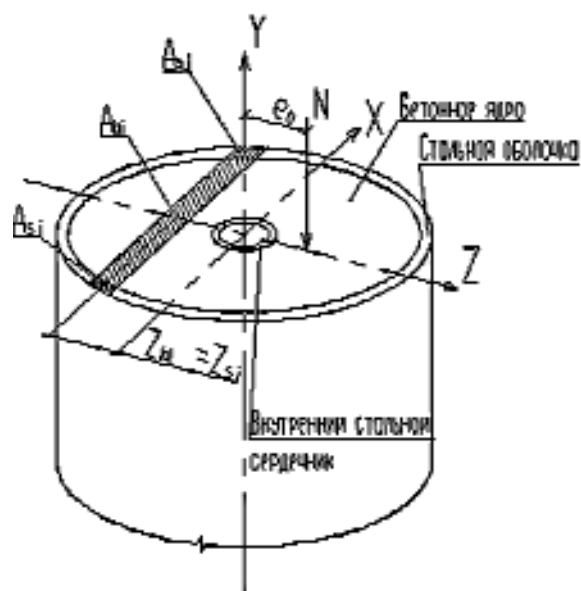
– уравнений, устанавливающих распределение осевых деформаций в бетоне и арматуре по нормальному сечению, исходя из условия плоского поворота и плоского смещения сечения:

$$\varepsilon_{byi} = \varepsilon_{oy} + \frac{1}{r} \cdot Z_{bi}; \quad (5)$$

$$\varepsilon_{syj} = \varepsilon_{oy} + \frac{1}{r} \cdot Z_{sj}; \quad (6)$$

- уравнений, определяющих связь между напряжениями и относительными деформациями бетона и арматуры.

В уравнениях (3...6) N и e_o - продольная сила от внешней нагрузки и ее эксцентриситет относительно центра тяжести сечения; A_{bi} , Z_{bi} , σ_{byi} и ε_{byi} - площадь, координата центра тяжести i -го элементарного участка сжатой зоны бетона, нормальное напряжение и относительная деформация (по направлению оси Y) на уровне его центра тяжести (см. рисунок); A_{sj} , Z_{sj} , σ_{syj} и ε_{syj} - площадь, координата центра тяжести j -го участка внешней стальной оболочки, нормальное напряжение и относительная деформация (по направлению оси Y) на уровне его центра тяжести; ε_{oy} - относительная осевая деформация волокна, расположенного в центре тяжести сечения; $1/r$ - кривизна в плоскости действия момента, создаваемого продольной силой N .



Расчетная схема нормального сечения трубобетонного элемента

Для построения расчетных зависимостей между напряжениями и деформациями бетонного ядра и стальной оболочки первоначально рассматривается работа сталетрубобетонного элемента в условиях осевого сжатия (первый этап расчета). Бетон и сталь считаются трансверсально-изотропными материалами, что позволяет использовать для анализа напряженно-деформированного состояния основные зависимости ортотропной модели железобетона, предложенной в [9].

Для данной расчетной модели трубобетонного элемента, содержащего внутренний стальной сердечник, можно записать восемь уравнений, связывающих напряжения с деформациями (для элементов без внутреннего сердечника их будет только пять):

для бетонного ядра

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{by} \\ \varepsilon_{br} \end{Bmatrix} = \frac{1}{\nu_b E_b} \times \begin{bmatrix} 1 & -2\mu_r \\ -\mu_r & (1-\mu_r) \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \sigma_{by} \\ \sigma_{br} \end{Bmatrix}; \quad (7)$$

для внешней стальной оболочки

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{sy} \\ \varepsilon_{sr} \end{Bmatrix} = \frac{1}{\nu_s E_s} \times \begin{bmatrix} 1 & -\mu_s & -\mu_s \\ -\mu_s & 1 & -\mu_s \\ -\mu_s & -\mu_s & 1 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \sigma_{sy} \\ \sigma_{sr} \\ \sigma_{sr} \end{Bmatrix}; \quad (8)$$

для внутреннего стального сердечника

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon'_{sy} \\ \varepsilon'_{sr} \\ \varepsilon'_{sr} \end{Bmatrix} = \frac{1}{\nu_s E_s} \times \begin{bmatrix} 1 & -\mu_s & -\mu_s \\ -\mu_s & 1 & -\mu_s \\ -\mu_s & -\mu_s & 1 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \sigma'_{sy} \\ \sigma'_{sr} \\ \sigma'_{sr} \end{Bmatrix}. \quad (9)$$

В этих зависимостях напряжения и деформации бетона и стали в осевом направлении содержат индекс y , в радиальном направлении – индекс r , а в тангенциальном направлении – индекс t . Буквами E , ν и μ обозначены соответственно начальные модули упругости, коэффициенты изменения сечущего модуля деформации и коэффициенты Пуассона для

бетона и стали (для внешней оболочки и внутреннего сердечника можно с небольшой погрешностью принимать E_s , ν_s и μ_s одинаковыми).

Исходной базой для построения предлагаемой модели расчета являются диаграммы деформирования бетона и стали. Диаграмма деформирования объемно-напряженного бетона описывается системой уравнений (7) с учетом предложений работы [9] по определению коэффициентов изменения секущего модуля деформации и коэффициентов Пуассона. Параметрами этой диаграммы являются значения начального модуля упругости бетона, прочности бетона при объемном сжатии, относительной деформации бетона при максимальных сжимающих напряжениях. Начальный модуль упругости бетона E_b , работающего в условиях трехосного сжатия, рекомендуется вычислять с использованием зависимости [10], а его прочность – по формуле, приведенной в [9]. Неоднородность напряженного состояния, которая возникает в элементах пустотного поперечного сечения, может быть учтена с использованием результатов соответствующих теоретических исследований [1].

Стальная оболочка и внутренний стальной сердечник (при его наличии) также работают в условиях объемного напряженного состояния. Для них используется известная гипотеза единой кривой, предложенная в [11]. Согласно этой гипотезе, зависимость между напряжениями и деформациями $\sigma_{sz} - \varepsilon_{sz}$, полученную при одноосном растяжении (сжатии), можно считать действительной для всех напряженных состояний при замене текущих напряжений σ_s и текущих деформаций ε_s на интенсивность текущих напряжений σ_{si} и интенсивность текущих деформаций ε_{si} соответственно.

Для трубобетонных элементов осевое и взаимно перпендикулярные к нему направления совпадают с направлениями главных площадок, т.е. касательные напряжения и сдвиговые деформации по данным направлениям равны нулю. В этом случае выражения для определения интенсивности напряжений и деформаций можно записать в следующем виде:

$$\sigma_s = \frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2}, \quad (10)$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sqrt{2}}{2(1-\mu_s)} \sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + \varepsilon_x^2 + \varepsilon_y^2}. \quad (11)$$

Аналитическое описание диаграммы деформирования $\sigma_s - \varepsilon_s$ сталей, имеющих и не имеющих площадки текучести, может быть выполнено по зависимостям, предложенным в [9] для случая одноосного растяжения.

Число неизвестных в системах уравнений (7)...(9), с учетом связей между трансверсальными напряжениями в оболочке, стальном сердечнике и ядре, сводится к двенадцати. Это осевые и радиальные напряжения, а также деформации по соответ-

ствующим направлениям в бетоне и стали. Используя уравнение совместности деформаций бетона, внешней стальной оболочки и внутреннего сердечника в осевом направлении, связь радиальных деформаций ядра с тангенциальными деформациями внешней оболочки и внутреннего сердечника, а также уравнение равновесия проекций внешних сил и внутренних усилий на продольную ось элемента, для случая центрального сжатия можно вычислить все составляющие его напряженно-деформированного состояния [11].

На втором этапе расчет производится следующим образом. Поперечное сечение трубобетонного элемента разбивается на отдельные участки (см. рисунок). Для каждого участка вычисляются его площадь и координата центра тяжести. Далее пошагово увеличивается величина относительных деформаций крайнего сжатого волокна элемента $\varepsilon_{s,max}$ и меняется наклон эпюры деформаций по высоте поперечного сечения. На каждом шаге вычисляются деформации ε_{bi} , ε_{si} для всех участков и кривизна элемента $1/r$. При этом для всех выделенных участков на каждой ступени загрузки определяют значения коэффициента Пуассона μ_b и коэффициентов упругости ν_b , ν_s бетона и стали (с использованием предложенных в работе [9] зависимостей), а также переменного коэффициента поперечной деформации для стали μ_s по формуле

$$\mu_s = \frac{1}{2} \frac{1 - (1 - 2\mu_0)\nu_s}{\psi + 0,33(1 - 2\mu_0)\nu_s}, \quad (12)$$

где ψ - параметр, определяемый по формуле

$$\psi = 0,87 + 0,13 \left(\frac{\mu_s - \mu_0}{\mu_s} \right)^{0,25}. \quad (13)$$

Из совместного решения систем уравнений (7)...(9) для всех участков находят величины нормальных напряжений в бетоне и стали σ_{bzi} , σ_{bri} , σ_{szi} , σ_{sti} , σ_{sri} .

В итоге для каждого шага устанавливается распределение деформаций по высоте нормального сечения трубобетонного элемента, удовлетворяющее условиям равновесия внешних и внутренних сил. Затем находят значение базового параметра деформирования сечения $\varepsilon_{s,max}$ и описанная выше процедура расчетов повторяется.

При достижении предельных значений краевых деформаций в бетоне и стали по условиям (1) и (2) определяется предельная величина продольной сжимающей силы.

Для объемно сжатых железобетонных элементов значения предельных относительных деформаций бетона $\varepsilon_{b,ult}$ зависят от уровня его бокового обжатия. При однозначной равномерной эпюре деформаций величину $\varepsilon_{b,ult}$ принимают равной деформациям бе-

тонного ядра центрально сжатого трубобетонного элемента $\varepsilon_{by,u}$, которые имеют в нем место в момент достижения напряжений σ_{by} прочности бетона при трехосном сжатии $\varepsilon_{by,u}$. Величина деформаций $\varepsilon_{by,u}$ для каждого трубобетонного элемента определяется на первом этапе расчета и может существенно меняться при варьировании их геометрических и конструктивных параметров (примерный диапазон изменения $\varepsilon_{by,u} - 0,0025...0,006$). Тем самым в расчете учитываются особенности работы бетонного ядра рассматриваемого трубобетонного элемента, находящегося в условиях объемного сжатия.

Предельные относительные деформации сжатого бетона при двузначной эпюре деформаций в нормальном сечении принимаются равными $\varepsilon_{b,ult} = 1,5 \varepsilon_{by,u}$. При однозначной неравномерной эпюре деформаций бетона ее максимально допустимая величина определяется по линейной интерполяции.

Для исключения чрезмерных деформаций трубобетонных колонн значение предельных относительных деформаций бетона при сжатии со случайными эксцентриситетами во всех случаях рекомендуется принимать не более $\varepsilon_{b,ult} = 0,004$, при внецентренном сжатии с двузначной эпюрой деформаций $\varepsilon_{b,ult} = 0,006$. Предельные относительные деформации стальной оболочки при сжатии и растяжении, с целью ограничения чрезмерных деформаций трубобетонных элементов, рекомендуется принимать равными $\varepsilon_{b,ult} = 0,01$.

Гибкость внецентренно сжатых трубобетонных элементов учитывается путем увеличения их начального эксцентриситета на величину погиба f в среднем по высоте сечения. При учете гибкости в формуле (3) вместо e_0 подставляется сумма $e_0 + f$.

Погиб трубобетонной конструкции определяют по общим правилам строительной механики в зависимости от ее кривизны, рассчитанной с учетом изгибных, сдвиговых и осевых деформационных характеристик в соответствии с рекомендациями действующих норм.

Допускается определение кривизны сжатого трубобетонного элемента, уравнение изогнутой оси которого в зависимости от погиба $f(l_0)$ описывается уравнением $y = f(l_0) \cos \frac{\pi x}{l_0}$, выполнять по рассчитанным крайним деформациям сжатого трубобетонного элемента в рассматриваемом сечении. В этом случае кривизна элемента $1/r$ от внешней нагрузки, при которой определяется погиб, может быть выражена следующим образом

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{by,max} - \varepsilon_{by,min}}{d} = \frac{\pi^2}{l_0^2} f(l_0), \quad (14)$$

где d - диаметр поперечного сечения трубобетонного элемента;
 l_0 - расчетная длина трубобетонного элемента.

По окончании расчета прочности нормальных сечений трубобетонных элементов выполняется проверка прочности от среза по наклонному сечению. При этом принимается допущение, что напряженно-деформированное состояние нормального сечения, установленное расчетом при разбиении его на отдельные участки, сохраняется по всей высоте элемента. Зная величины осевых и радиальных нормальных напряжений для каждого выделенного участка, можно определить значения касательных напряжений в бетонном ядре. Необходимое для восприятия усилий среза суммарное количество всей продольной арматуры трубобетонного элемента определяется с использованием основных зависимостей, приведенных в работе [12].

По описанному алгоритму, реализованному в компьютерной программе, выполнены расчетные исследования НДС трубобетонных элементов, ранее испытанных при осевом и внецентренном сжатии как авторами данной статьи, так и другими учеными [1...5, 12]. Полученные данные свидетельствуют о том, что расчеты по предложенной методике дают результаты, близкие к опытным значениям.

Библиографический список

1. Лукша Л.К. Прочность трубобетона. - Минск: Высшая школа, 1977. - 96 с.
2. Людковский И.Г., Фонов В.М., Макаричева Н.В. Исследование сжатых трубобетонных элементов, армированных высокопрочной продольной арматурой // Бетон и железобетон. - 1980. - № 7. - С. 17-19.
3. Кикин А.И., Санжаровский Р.С., Труль В.А. Конструкции из стальных труб, заполненных бетоном. - М.: Стройиздат, 1974. - 144 с.
4. Сторожено Л.И. Трубобетонные конструкции. - Киев: Будивельник, 1978.-80 с.
5. Кришан А.Л., Гареев М.Ш., Сагадатов А.И. Сталетрубобетонные колонны с предварительно обжатым ядром // Бетон и железобетон. - 2004. - № 6. - С. 11-14.
6. Зайцев Ю.В. Моделирование деформаций и прочности бетона методами механики разрушения. - М.: Стройиздат, 1982. - 196 с.
7. Яшин А.В. Макромеханика разрушения бетона при сложных (многоосных) напряженных состояниях // Прочностные и деформативные характеристики бетонных и железобетонных конструкций / Под. ред. А.А. Гвоздева, Ю.П. Гуци. - М.: НИИЖБ, 1981. С. 3-29.
8. Звездов А.И., Залесов А.С., Мухамедиев Т.А., Чистяков Е.А. Расчет прочности железобетонных конструкций при действии изгибающих моментов и продольных сил по новым нормативным документам // Бетон и железобетон. - 2002. - № 2. - С. 21-25.
9. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона.- М.: Стройиздат, 1996. - 416 с.
10. Соломенцев Г.Г. О закономерностях продольного деформирования бетона при трехосном пропорциональном сжатии // Известия вузов. Строительство и архитектура. - 1975. - № 10. - С. 20-24.
11. Ильющин А.А. Пластичность // Москва-Ленинград: Гостехиздат, 1948. - 372 с.
12. Krishan A.L. Steel pipe-concrete columns with preliminary pressed core // Application of Codes, Design and Regulations. Opportunities: Proceedings of the International Conference held at the University of Dundee, Scotland, UK on 5-7 July 2005. - P.725-733.
12. Нестерович А.П. Прочность трубобетонных элементов диаметром 500 мм и более при осевом сжатии: Дисс....канд. техн. наук. - М.: 1987. - 236 с.

В.Г. ДОВЖИК, канд. техн. наук

УЧЕТ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ВЛАЖНОСТИ БЕТОНОВ ПРИ РАСЧЕТЕ И НОРМИРОВАНИИ ИХ ТЕПЛОПРОВОДНОСТИ

Реализация национальной программы "Жилье" требует эффективных строительных материалов. В первую очередь это относится к бетонам для наружных ограждающих конструкций зданий, для эффективного применения которых необходимо знать и уметь рассчитывать их теплопроводность. В нормах даются значения теплопроводности бетонов при определенной плотности и влажности. Между тем, фактические значения теплопроводности при неизменной плотности и влажности могут различаться на 20...30% в зависимости от характеристик и содержания компонентов.

На основе исследований, проведенных автором во ВНИИжелезобетоне, разработана методика расчета теплопроводности бетонов в сухом состоянии [1]. Однако для теплотехнических расчетов используют расчетные значения [2, 3] коэффициентов теплопроводности при эксплуатационной влажности, изменяющейся от 2 до 15% и повышающей их величину на 30...60%. Это вполне закономерно, так как теплопроводность воды значительно выше, чем у замещаемого ею воздуха – 0,6 и 0,025 Вт/м°C. Более того, вода при отрицательных температурах замерзает, превращаясь в лед с коэффициентом теплопроводности 2,0 Вт/м°C или иней с $\lambda=0,9$ Вт/м°C. Температура замерзания воды снижается с уменьшением размера пор. Для капиллярно-гелевых пор цементного камня размером 0,5...5 · 10⁻³ мк вода замерзает при -35...-40°C, в порах большого размера (0,5...5 мм) – при -5...-10°C. По литературным данным [4], при высокой влажности (20...25% по объему) вода замерзает при -4...-8°C, повышая теплопроводность бетона на 15...20%. Чем ниже температура наружного воздуха, тем в большей (по толщине) части стены замерзает вода, увеличивая коэффициент теплопроводности бетона, уменьшая температуру на внутренней поверхности стен, приводя к её увлажнению и появлению конденсата. При влажности, близкой к равновесной, замерзание воды и соответствующее повышение теплопроводности бетона происходит при температуре -35...-45°C.

Поэтому в центральных районах России с расчетной температурой наружного воздуха -20...-30°C результаты испытаний образцов бетона по ГОСТ, проводимые при температуре -25°C, и рассчитанные по этим данным усредненные значения коэффициентов теплопроводности совпадают с результатами испытаний в климатических камерах и натурных испытаний, проводимых при указанных температурах. Однако при использовании влагоёмких бетонов с

низкой морозостойкостью в северных районах России с расчётной температурой -35...-45°C проникновение влаги в бетон приводит к его переувлажнению, замораживанию влаги в крупных порах и повышению теплопроводности на 20% и более. Этот процесс происходит спонтанно и, как показывает печальный опыт, приводит даже к разрушению ограждающих конструкций. Указанные в нормах расчетные коэффициенты теплопроводности для многих видов бетона не соответствуют фактическим данным, что объясняется неправильной оценкой влияния влажности на теплопроводность бетона и недостаточно обоснованными ее значениями.

Для повышения точности и надёжности теплотехнических расчетов необходимо уметь рассчитывать теплопроводность влажного бетона. Эта задача может быть решена при использовании указанной выше [1] модели, основанной на электротепловой аналогии по теории Максвелла-Бургена и вытекающей из неё формулы Релея-Оделевского

$$\lambda = K_1 \lambda_1 \frac{2\lambda_1 + \lambda_2 - 2\varphi(\lambda_1 - \lambda_2)}{2\lambda_1 + \lambda_2 + \varphi(\lambda_1 - \lambda_2)}, \quad (1)$$

где λ , λ_1 , λ_2 - соответственно коэффициенты теплопроводности дисперсной системы, дисперсной среды и дисперсной фазы; φ - объемная концентрация включений; K_1 - поправочный коэффициент, позволяющий рассчитывать по (1) теплопроводность систем с взаимопроникающими компонентами, к которым относится, в частности, цементный камень (см. табл. 1).

Таблица 1

λ_2/λ_1	Значения K_1 при φ		
	<0,3	0,3-0,7	>0,7
менее 0,1	0,9	0,85	0,8
0,1-0,2	0,95	0,9	0,85
0,2-2,0	1,0	1,0	1,0
2,0-3,0	1,05	1,1	1,15
более 3,0	1,1	1,15	1,2

Последовательно применяя формулу (1) для цементного камня (гидратированный цемент + влажный воздух), растворной составляющей (влажный цементный камень + песок) и бетона (растворная составляющая + крупный заполнитель), рассчитывают теплопроводность влажного бетона.

Для правильности такого расчета следует классифицировать поры бетона, в которых может находиться вода. Можно выделить 4 группы пор. Первая – ка-

пиллярные поры цементного камня (открытые, сообщающиеся). Вторая – воздушные замкнутые поры, образующиеся в цементном тесте (камне) в процессе перемешивания и формирования структуры бетонной смеси за счет введения воздухововлекающих, пено- или газообразующих добавок. Третья – поры, создаваемые из-за недоуплотнения бетонной смеси или применения бетона с количеством песка, не достаточным для заполнения пустот в крупном заполнителе (бетоны крупнопористые или неплотной структуры). Четвертая – поры, находящиеся в зернах пористых заполнителей.

Влага в указанных группах пор находится по различным причинам. После приготовления смеси вода содержится в основном в цементном тесте. В тяжелых, мелкозернистых и ячеистых бетонах – это 95...100% воды, в лёгких – 70...90%. В порах 2 и 3-й групп вода в этот момент отсутствует. Далее в процессе твердения и последующей эксплуатации за счет температурных перепадов и разности давления воздуха в воздушных (2-я группа) и капиллярных порах вода частично диффундирует из капиллярных пор в воздушные. В поры 3-й группы вода проникает в процессе эксплуатации. Это открытые сообщающиеся поры, характерные для легких бетонов низкой плотности без воздухововлекающих добавок. Они должны быть защищены слоем плотного раствора или бетона. Однако при появлении трещин в этом слое атмосферная влага через них проникает в открытые поры и замерзает, повышая теплопроводность на 15...20%.

В порах 4-й группы вода находится с первых минут перемешивания смеси вследствие водопоглощения пористых заполнителей. Этот процесс продолжается во время формирования структуры бетона. Количество поглощенной воды составляет 5...10% объема заполнителей. Далее в процессе твердения, особенно при сухом прогреве, влажность бетона снижается. Количество воды в капиллярных порах уменьшается за счет испарения и химического связывания. Это вызывает перемещение воды из пор заполнителя в поры цементного камня.

С учетом вышеизложенного, расчет теплопроводности бетона при эксплуатационной влажности выполняется следующим образом:

1. По данным о влажности (W_{δ}) и плотности (ρ_{δ}) бетона вычисляют содержание в нём воды в л/м³

$$B = 0,01 \rho_{\delta} \cdot W_{\delta} \quad (2)$$

2. При известных составе бетона и свойствах компонентов вычисляют его структурные характеристики: объем цементного камня, в л/м³ при $\rho_{ц}$ в кг/м³ и B_0 в л/м³ (при отсутствии таких данных принимают средние характеристики для бетона данной плотности и прочности):

$$V_{цк} = \frac{\rho_{ц}}{\rho_{ц}} + B_0 \quad (3)$$

Объемы капиллярных $V_{кп}$ и воздушных V_B пор, в % при $V_{цк}$ в л/м³ и $V_{кп}$ в %

$$V_{цк}^{кп} = 0,01 V_{цк} V_{кп} \quad (4)$$

$$V_B = \frac{1000 - (V_{цк} + 1000\phi)}{10} \quad (5)$$

3. Вычисляют количество воды, находящейся в воздушных порах ($B_{2(3)}$). Оно повышается с ростом $V_{цк}$ и $\rho_{ц}$ вследствие уменьшения размера пор и повышения площади внутренних стенок от 0,2% до 3% от V_B . При данных $B/\rho_{ц}$ и V_B количество воды в порах 3-й группы вдвое больше, чем во 2-й.

4. Для легких бетонов вычисляют количество воды в зернах заполнителя, в л/м³ бетона

$$B_ч = 100K_ч B \quad (6)$$

$K_ч$ определяют из предположения, что в результате влагообмена соотношение количества воды в порах 1 и 4-й групп остается неизменным.

$$K_ч = \frac{W_{3п} \phi}{B_0} \quad (7)$$

Величину $W_{3п}$ (водопоглощение заполнителя в бетонной смеси в % по объему) принимают по опытным данным или рассчитывают по специальной методике [5]. Ориентировочно она равна 50...70% W_3 .

5. Рассчитывают количество воды в капиллярных порах цементного камня

$$B_1 = B - (B_{2(3)} + B_4) \quad (8)$$

6. Зная количество воды в капиллярных и воздушных порах, рассчитывают степень заполнения их влагой, которую условно называют влажностью находящегося в них воздуха

$$V_{цк}^{кп} = \frac{B_1}{V_{кп}^{кп}} 100; \quad (9) \quad W_{B3}^{вн} = \frac{B_{2(3)}}{V_B} 100 \quad (9a)$$

7. Далее рассчитывают теплопроводность влажного воздуха (W_{B3}) в порах

$$\lambda_{B3} = 0,025 + 0,575 W_{B3} \quad (10)$$

Эта формула предполагает, что вода в порах при низкой влажности (меньше точки росы) находится в капельно-воздушном состоянии. При большей влажности она конденсируется на стенках пор и заполняет их объем, т.е. находится в жидком состоянии. При этом принимают линейный характер зависимости $\lambda_{B3} = f(W_{B3})$. Значения $\lambda_{B3} = 0,025$ Вт/м²С при $W = 0$ и $\lambda_{B3} = 0,6$ Вт/м²С при $W = 100\%$. Формула (10) дает средневзвешенное значение теплопроводности влажного воздуха. При критической влажности ($W = 0,015\%$), соответствующей точке росы, $\lambda_{B3} = 0,033$ Вт/м²С.

8. Теплопроводность влажного пористого заполнителя рассчитывают по формуле (1), принимая λ_1 – теплопроводность твердой фазы заполнителя; λ_2 – теплопроводность влажного воздуха в его порах; ϕ – пористость. При расчетах учитывают характер пор

Характеристика	Ед. изм.	Значения при В/Ц						
		0,25	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0
Пористость капил. цем. камня	%	$\frac{35}{36,2}$	$\frac{37}{39}$	$\frac{46,5}{48}$	$\frac{52}{52,5}$	$\frac{56}{57}$	$\frac{63}{67}$	$\frac{67}{69}$
Плотность цем. камня $V_B = 0$	г/см ³	$\frac{1,93}{1,83}$	$\frac{1,85}{1,71}$	$\frac{1,57}{1,50}$	$\frac{1,40}{1,34}$	$\frac{1,26}{1,22}$	$\frac{1,05}{1,02}$	$\frac{0,91}{0,88}$
То же, $V_B = 20\%$	то же	$\frac{1,53}{1,48}$	$\frac{1,48}{1,39}$	$\frac{1,26}{1,21}$	$\frac{1,12}{1,08}$	$\frac{1,03}{0,93}$	$\frac{0,84}{0,81}$	$\frac{0,73}{0,68}$
Заполн. водой кап. поры $V_B = 0$ и $W_{цк} = 5\%$	%	14,3	13,9	10,5	9,6	8,9	7,9	7,3
То же, $W_{цк} = 15\%$	то же	43,0	40,2	31,5	28,8	26,7	23,7	22,2
Теплопр. возд. в кап. порах $V_B = 0$ и $W_{цк} = 5\%$	Вт/м ^{°С}	0,115	0,105	0,095	0,08	0,075	0,06	0,055
То же, $W_{цк} = 15\%$	то же	0,33	0,25	0,23	0,20	0,19	0,18	0,17
То же, $V_B = 20\%$ и $W_{цк} = 5\%$	– ” –	0,095	0,085	0,075	0,065	0,06	0,055	0,05
То же, $W_{цк} = 15\%$	– ” –	0,28	0,255	0,22	0,19	0,18	0,165	0,155
Теплопроводн. цем. камня $V_B = 0$; $W_{цк} = 0$	– ” –	$\frac{0,65}{0,54}$	$\frac{0,61}{0,48}$	$\frac{0,46}{0,42}$	$\frac{0,42}{0,38}$	$\frac{0,36}{0,32}$	$\frac{0,30}{0,26}$	$\frac{0,24}{0,22}$
То же, $W_{цк} = 5\%$	– ” –	$\frac{0,72}{0,60}$	$\frac{0,66}{0,57}$	$\frac{0,53}{0,46}$	$\frac{0,46}{0,42}$	$\frac{0,39}{0,36}$	$\frac{0,33}{0,29}$	$\frac{0,28}{0,25}$
То же, $W_{цк} = 15\%$	– ” –	$\frac{0,87}{0,66}$	$\frac{0,78}{0,63}$	$\frac{0,66}{0,59}$	$\frac{0,58}{0,54}$	$\frac{0,52}{0,44}$	$\frac{0,42}{0,38}$	$\frac{0,35}{0,30}$
То же, $V_B = 20\%$ и $W_{цк} = 0$	– ” –	$\frac{0,48}{0,44}$	$\frac{0,44}{0,36}$	$\frac{0,34}{0,32}$	$\frac{0,30}{0,28}$	$\frac{0,28}{0,25}$	$\frac{0,22}{0,20}$	$\frac{0,18}{0,16}$
То же, $W_{цк} = 5\%$	– ” –	$\frac{0,52}{0,48}$	$\frac{0,49}{0,42}$	$\frac{0,40}{0,36}$	$\frac{0,36}{0,34}$	$\frac{0,33}{0,30}$	$\frac{0,28}{0,24}$	$\frac{0,22}{0,20}$
То же, $W_{цк} = 15\%$	– ” –	$\frac{0,83}{0,57}$	$\frac{0,74}{0,54}$	$\frac{0,66}{0,49}$	$\frac{0,54}{0,41}$	$\frac{0,48}{0,38}$	$\frac{0,41}{0,33}$	$\frac{0,29}{0,27}$

Примечание: 1. Над чертой – цементный камень из ПЦ, под чертой – из ШПЦ. 2. В графах без черты – данные для цементного камня из ПЦ. 3. Расчет характеристик выполнялся по методике и формулам, приведенным в [1] и данной статье

заполнителя (объем открытых и закрытых пор) и используют коэффициент K_1 (см. табл.1).

При наличии в бетоне воздушных пор 2-й группы расчет теплопроводности поризованного цементного камня выполняют по формуле (1), принимая λ_1 – теплопроводность влажного цементного камня; λ_2 – теплопроводность влажного воздуха в воздушных порах; φ – его объем. При наличии в бетоне пор 3-й группы их учёт производят после вычисления теплопроводности бетона, принимая λ_1 – теплопроводность влажного бетона плотной структуры; λ_2 – теплопроводность влажного воздуха в этих порах, φ – их объём.

9. По полученным значениям $\lambda_{вЛ}$ рассчитывают влажностный коэффициент K_w

$$K_w = \frac{\lambda_{вЛ} - \lambda_c}{W_{об}} 100, \quad (11)$$

для вычисления теплопроводности бетона при влажности до 12...15%.

Поскольку находящаяся во влажном бетоне влага сосредоточена в основном в цементном камне, факторам, влияющим на его теплофизические характеристики, было уделено наибольшее внимание. Данные табл. 2, в которой приведены усредненные теплофизические характеристики влажного цементного камня на портландцементе (ПЦ) и шлакопортландцементе (ШПЦ), показывают, что плотность, влажность цементного камня и теплопроводность воздуха в его капиллярных порах при изменении В/Ц от 0,25 до 1,0 понижаются в 2 раза и более.

Поризация несколько увеличивает степень влияния влажности на теплопроводность воздуха в капиллярных порах. Одновременно при этом увлажняется воздух в воздушных порах и уменьшается количество воды в капиллярных. Увлажнение воздуха в воздушных порах вызывает увеличение его теплоп-

роводности на 0,3...3%. Снижение влажности воздуха в капиллярных порах приводит к уменьшению теплопроводности цементного камня на 10...15%. В итоге на столько же понижается теплопроводность влажного поризованного цементного камня. Но при этом на 25...30% уменьшается и его плотность.

При одинаковой плотности и влажности теплопроводности плотного и поризованного цементного камня равны. Зависимость $\lambda = f(\rho)$ носит гиперболический характер, но может без заметного снижения точности заменена линейной

$$\lambda_{\text{цк}} = a + b\rho. \quad (12)$$

Значение коэффициента b в этой формуле равно 0,4...0,5 для ПЦ и 0,35...0,4 для ШПЦ. Величина свободного члена a изменяется с повышением влажности цементного камня от -0,14 до -0,1. Зависимость $\lambda_{\text{цк}} = f(w)$ в пределах до 10% линейна, при большей влажности рост $\lambda_{\text{цк}}$ с увеличением W замедляется. Величина K_W для цементного камня в среднем равна $1,0 \pm 0,2$, что соответствует экспериментальным данным. При этом наблюдается тенденция уменьшения K_W с увеличением В/Ц.

По данным В.Н. Ярмаковского и В.С. Грызлова, теплопроводность ШПЦ разных заводов при В/Ц 0,25...0,28 колеблется от 0,42 до 0,54 (в среднем 0,49 Вт/м²С), что на 15...20% ниже, чем на ПЦ (0,54...0,73, в среднем 0,61 Вт/м²С). Данные табл. 2 показывают, что при больших В/Ц (0,5...0,8) эффект ниже на 10...15%. При расчетах теплопроводности цементного камня на ШПЦ учитывались следующие его особенности: меньшая на 4...5% плотность и на 15...17% теплопроводность твердой фазы, меньшая на 10% степень гидратации. Капиллярная пористость цементного камня при том же В/Ц ниже на 1...3%.

Для проверки точности разработанной методики были выполнены расчеты коэффициентов теплопроводности различных бетонов, для которых в [3] приведены расчетные значения λ_p . Кроме того, по литературным данным [4, 6...8] были сопоставлены значения λ_c с различной влажностью и плотностью.

Расчеты были проведены для 70 составов бетонов классов В0,5...В40 на плотных и пористых заполнителях, а также для ячеистого бетона (всего 14 видов). Плотность изменялась от 200 до 2900 кг/м³, влажность – от 5 до 15%, теплопроводность от 0,06 до 3,5 Вт/м²С. Значения теплопроводности заполнителей принимали по [3], как для облицовочного камня (гранит, плотные или пористые известняки и вулканические туфы). При этом для пористого щебня вводился поправочный коэффициент K_1 (см. табл.1), учитывающий наличие в зернах заполнителя открытых пор. Теплопроводность искусственных пористых заполнителей - керамзита, шлаковой пемзы, аглопорита, вспученного перлита принимали по данным С.М. Ицковича, С.Е. Александрова, В.И. Ярмаковского и автора. Данные для пенополистирола принимали по [3].

Соотношение между расчетными (по описанной в статье методике) и фактическими (нормативными и/или взятыми из отдельных публикаций) данными по теплопроводности бетонов в сухом состоянии в среднем оказалось равным 0,99, во влажном - 1,01. В 70% случаев отклонения расчетных значений λ_c (в сухом состоянии) не выходило за пределы $\pm 15\%$. Среднеквадратическое отклонение составило 9,8% для сухого бетона и 11,7% – для влажного. Большие отклонения для влажных бетонов закономерны, так как к ошибкам, связанным с неточностью расчета и испытаний бетона в сухом состоянии, прибавляются аналогичные ошибки, связанные с влиянием влажности.

Проведенные расчеты подтвердили такие установленные практикой выводы, как повышенные в 1,5 раза значения K_W для керамзитобетонов, приготовленных на кварцевом песке; равенство значений K_W для легких бетонов плотной и поризованной структуры; увеличенные значения K_W у керамзитобетонов, приготовленных на керамзитах из слабовспучивающихся глин; пониженные значения K_W у шлакопемзобетонов, бетонов на граншлаках и других заполнителях с повышенным содержанием стеклофазы. Таким образом, созданы предпосылки для научно обоснованного назначения расчетных коэффициентов теплопроводности бетонов при эксплуатационной влажности.

Однако величина последней (особенно W_A) требует корректировки. В нормах она приведена в процентах по массе, что не увязывается с объемом пор в бетоне. Кроме того, в большинстве случаев при изменении плотности она не меняется, что противоречит фактическим данным. Вообще, значения W_A и W_B из норм следует исключить. Они не используются в теплотехнических расчетах, не нормируются, не контролируются и нужны лишь для расчета λ_p при известных K_W и λ_c . В то же время обработка нормативных данных по λ_c и λ_p^B выявила достаточно тесную корреляционную зависимость между ними со среднеквадратичным отклонением 5,3%.

$$\lambda_p^B = \lambda_c + 0,3 \sqrt{\lambda_c} \quad (13)$$

Формула (13) справедлива для всех видов бетонов и растворов, а также для кладки из сплошного и пустотелого кирпича. Лишь для вермикулитобетона и полистиролбетона получается завышение на 15...20%. Эта формула может использоваться также при назначении λ_p^B для новых видов бетона. Наличие подобной тесной связи является доказательством справедливости принятого в ГОСТах на бетон и изделия контроля теплозащитных свойств по значению λ_c .

Рассматривая вопросы расчета теплопроводности бетона при эксплуатационной влажности, нельзя оставить без внимания специальную методику определения расчетных значений теплопроводности материалов в условиях эксплуатации [2]. Эта методика

предполагает испытание на теплопроводность по ГОСТ 7076 5 или 10 образцов данной марки материала (бетона), отобранных из разных партий. Испытания проводят при эксплуатационной влажности А и Б, определенной по ГОСТ 24816 или принятой для близкого по характеристике материала по данным проверки его влажности после эксплуатации в течение 2...3 лет в ограждающих конструкциях зданий.

Методика разработана для теплоизоляционных материалов. Она не учитывает случайные и систематические ошибки при установлении теплотехнических показателей. Результаты испытаний для разных марок по плотности одного и того же материала в методике не учитываются. Образцы приняты толщиной 10...30 мм, что исключает возможность ее применения для бетонов.

Таким образом, принятая в настоящее время методика определения и нормирования расчетных значений теплопроводности бетона требует доработки. Она должна включать расчетный метод, приведенный в настоящей статье, или иной, дающий более точные результаты, а также экспериментальный – по данным испытаний образцов (для бетона толщиной не менее 50 мм). Должны быть уточнены значения ρ воздуха, при которой определяют сорбцию, особенно для А (для бетона – предпочтительна десорбция). Значения λ_c и λ_p должны назначаться с учетом построенной по результатам испытаний образцов из этого материала (бетона) зависимости $\lambda = f(\rho)$ и допускаемых отклонений по плотности и теплопроводности.

Ввиду преобладания в настоящее время многослойных ограждающих конструкций при назначении λ_p должны учитываться толщины и характеристики других слоев, а также температура наружного воздуха, особенно для северных районов.

Для успешного проведения этой работы целесообразно создать совместную группу из специалистов по строительной теплофизике, проектированию конструкций, строителей и технологов-материаловедов по бетону и другим строительным материалам.

Библиографический список

1. Довжик В.Г. Расчет и нормирование теплопроводности керамзитобетона и других видов бетонов // Бетон и железобетон. - №5. - 2007.
2. Нормирование тепловой защиты зданий СП 23-101-2004.
3. Нормы теплотехнического проектирования ограждающих конструкций и оценки энергоэффективности зданий, СТО 17532043-001-2005, РНТО строителей, 2005.
4. Петров-Денисов В.П., Масленников А.Н. и др. Теплопроводность тяжелых бетонов в зависимости от влажности, плотности и температуры // Бетон и железобетон. - №12. - 1972.
5. Довжик В.Г., Абрамов В.Л. О взаимосвязи между водопоглощением пористых заполнителей в воде в бетонной смеси. Сб. трудов ВНИИжелезобетона вып.17, 1972.
6. Спивак Н.Я. Совершенствование структуры легкого бетона // Бетон и железобетон. - №6. - 1970.
7. Хлевчук В.Р., Артыкпаев Е.Г. Теплотехнические и звукоизоляционные качества ограждений домов повышенной этажности. - М.: Стройиздат, 1979.
8. Нацневский Ю.Д. Повышение теплозащитных свойств панелей из легкого бетона. - Киев: Будивельник, 1986.

АРМАТУРА

В.А. ХАРИТОНОВ, канд. техн. наук, проф. (Магнитогорский государственный технический ун-т им. Г.И. Носова); Л.М. ЗАРЕЦКИЙ, канд. техн. наук (Инновационный технопарк МГТУ)

АРМАТУРНЫЕ КАНАТЫ ПЕРИОДИЧЕСКОГО ПРОФИЛЯ

Имеющие наибольшее распространение в настоящее время арматурные канаты однократной свивки из круглой гладкой проволоки не обеспечивают надежного сцепления с бетоном, что обусловлено в основном эффектом ввинчивания. Снижение натяжения из-за ввинчивания мешает эффективно реализовать прочностные свойства канатов.

Повышение сцепления круглопроволочных канатов с бетоном обычно достигается уменьшением шага свивки, однако это приводит к потере производительности и увеличению свивочных напряжений, снижающему агрегатные прочностные свойства и релаксационную стойкость. Таким образом, один из показателей, определяющих качество каната, улучшается за счет роста затрат и снижения другого показателя, определяющего качество.

Для спиральных арматурных канатов сопротивление продольному перемещению обусловлено в основном механическим сцеплением, в то время как сопротивление ввинчиванию обусловлено только адгезионным и фрикционным сцеплением.

Для повышения сцепления опробовались такие технические решения, как двойная свивка, трехгранное сечение, неполный внешний повив, а также конструкции канатов из фасонных спиральных или дополнительно изогнутых проволок, изготовление канатов с переменным шагом свивки, использование анкеров. Последнее, однако, значительно увеличивает трудоемкость армирования, массу и себестоимость арматуры. Поскольку намотка и смотка канатов с анкерами крайне затруднительна, их установку желательно осуществлять непосредственно перед

укладкой в бетон, что не может быть выполнено на большинстве заводов ЖБИ.

Наиболее современным решением является нанесение на арматурный канат эпоксидного покрытия, что позволяет одновременно повысить сцепление канатов с бетоном и их коррозионную стойкость. Требования к таким арматурным канатам регламентируются стандартом ASTM A882 [1]. Однако канаты с эпоксидным покрытием дороже обычных и небезопасны с точки зрения экологии.

Наилучшим способом повышения сцепления арматурных канатов с бетоном является создание механического зацепления в направлении ввинчивания. Очевидным решением при этом является свивка арматурного каната с периодически изменяющимся профилем, благодаря чему канат не может смещаться по оттиску. Это решение реализуется на практике путем использования наружных проволок с периодическим профилем [2] (рис. 1) либо спирально расположенным фасонным профилем [3] (рис. 2), причем канат из проволок с периодическим профилем предусмотрен стандартом BS 5896-1980.

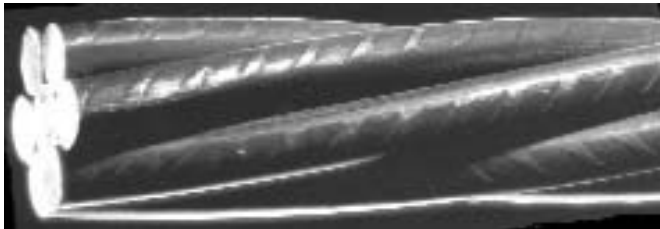


Рис. 1. Канат, свитый из проволок с периодическим профилем (BS 5896-1980)



Рис. 2. Канат, свитый из спиральных шестигранных проволок

Применение арматурных канатов периодического профиля считается одним из наиболее перспективных направлений развития предварительно напряженного железобетона [4, 5]. Однако на практике их широкому внедрению препятствуют общие недостатки вышеописанных конструкций: высокая металлоемкость и низкая релаксационная стойкость из-за наличия "лишних" впадин на обращенных внутрь каната сторонах проволок, не улучшающих сцепление с бетоном, но уменьшающих эффективное сечение, обуславливающих точечное касание проволок в канате и открытых для влаги, проникающей с торцов железобетонного изделия.

Высокие и неравномерные контактные напряжения мешают обеспечить равновесность каната. Кроме того, большие контактные напряжения, открытые для доступа влаги концентраторы напряжений в виде выступов профиля во внутренних полостях каната и возможность проникновения влаги на контакти-

рующую с бетоном поверхность из-за неплотного примыкания наружных проволок создают возможность для возникновения язвенной коррозии и тем самым обуславливают пониженную коррозионную стойкость таких канатов.

Произведя анализ всех вышеописанных конструкций арматурных канатов, можно сделать вывод, что все они имеют те или иные значительные недостатки, не позволяющие им превзойти по соотношению качества и затрат типовые арматурные канаты конструкции 1x7.

Таким образом, наиболее эффективным способом повысить конкурентоспособность каната для армирования "на упор" является разработка новой конструкции каната, соответствующей следующим требованиям: механическое сцепление в направлении ввинчивания, отсутствие дополнительных элементов по длине каната и покрытий, минимальное количество и площадь внутренних пустот, через которые может проникать влага с торцов изделия. При этом себестоимость разрабатываемого каната не должна превышать себестоимость стандартного каната, в частности - канат должен изготавливаться из круглой проволоки на стандартном канатовьющем оборудовании.

Обеспечение механического сцепления наиболее эффективно реализуется путем нанесения периодического профиля на поверхность каната. При наличии периодического профиля на поверхности каната его скольжение по собственному оттиску в бетоне без смятия последнего или выступов периодического профиля проволок становится невозможным. При этом для обеспечения равновесности каната и во избежание избыточно высоких контактных напряжений необходимо исключить периодический профиль на участках поверхности наружных проволок, контактирующих между собой и с центральной проволокой, а для обеспечения коррозионной стойкости – исключить периодический профиль на участках поверхности наружных проволок, находящихся во внутренних пазах каната, куда может проникать влага.

Таким образом, периодический профиль необходимо разместить строго на наружных участках наружных проволок, где он наиболее эффективен. Кроме того, для обеспечения эффективного перераспределения нагрузки между проволоками и уменьшения доступа влаги следует обеспечить уплотненную структуру каната, т.е. повышенную площадь контакта проволок друг с другом и уменьшенные пазы между проволоками. Отвечающая перечисленным требованиям конструкция каната представлена на рис. 3.

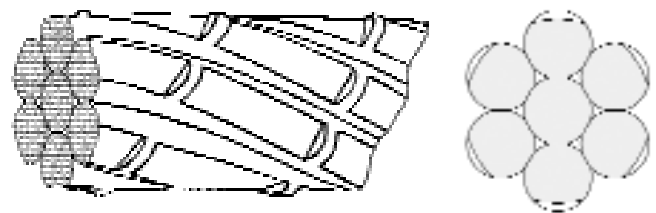


Рис. 3. Арматурный канат периодического профиля, внешний вид и сечение

Такая конструкция позволит расположить периодический профиль там, где он обеспечивает максимальный эффект, и при этом не только избежать свойственного рассмотренным аналогам увеличения величины и неравномерности контактных напряжений, но и дополнительно снизить контактные напряжения относительно круглопроволочных канатов.

Повышение сцепления с бетоном, обеспечиваемое периодическим профилем, позволит увеличить шаг свивки. Благодаря этому уменьшится металлоемкость, за счет снижения свивочных напряжений повысятся физико-механические свойства, а также снизится расход электроэнергии при свивке. Возросшая поверхность контакта между проволоками, несмотря на увеличение шага свивки, обеспечивает структурную целостность каната и перераспределение натяжения между проволоками. Помимо того, благодаря меньшему наклону наружных проволок к продольной оси каната обеспечивается их нагружение на более ранней стадии растяжения центральной проволоки, что дополнительно повысит прочность и релаксационную стойкость каната. Кроме того, увеличение шага свивки означает экономию электроэнергии в процессе производства, пропорциональную увеличению шага, а также дополнительную экономию металла за счет уменьшения длины наружных проволок. Таким образом, предлагаемая конструкция каната потенциально позволяет снизить затраты на его изготовление, при этом как минимум сохранив необходимое сцепление его с бетоном и механические характеристики.

Изготовление каната разработанной конструкции можно обеспечить двумя принципиально разными способами: свивкой каната из проволок с предварительно нанесенным односторонним периодическим профилем либо формированием периодического профиля на поверхности каната после или непосредственно в процессе свивки.

Однако изготовление арматурного каната с периодическим профилем наружной поверхности путем свивки из проволок с предварительно нанесенным односторонним периодическим профилем нерацionalmente как с точки зрения физико-механических свойств каната, так и ввиду экономической эффективности производства. Таким образом, более перспективным способом является формирование периодического профиля на поверхности каната после или в процессе свивки. Формирование периодического профиля может быть осуществлено целым рядом способов, сопряженных с пластической обжатием каната.

Наиболее рациональным способом изготовления каната с периодическим профилем наружной поверхности является пластическая деформация свитого либо свиваемого каната методом прокатки/протяжки в закрытом фасонном калибре с периодическим профилем [6, 7]. При этом принципиальные особенности каната (его дискретность и расположение отдельных элементов под углом к продольной оси всего из-

делия) допускают ряд отличий от профилирования монолитных изделий.

Дискретность каната обуславливает возможность упругого взаимоперемещения его элементов, что подразумевает невозможность нанесения периодического профиля в открытом калибре и иные, нежели для монолитных изделий, калибровки инструмента. Наклон проволок к оси каната позволяет применять валки с поперечной профилировкой. Для монолитных изделий поперечная профилировка валков неприемлема, так как препятствует продольному течению металла и соответственно вызывает нарушение целостности. При обжатии каната поперечный профиль валков расположен под углом к проволокам и соответственно не препятствует продольному течению металла.

Исходя из этого, был предложен способ изготовления канатов периодического профиля для армирования "на упор", включающий следующие принципиальные моменты: обжатие в закрытом круглом калибре, наклонная или поперечная профилировка валков. Предложенный способ изготовления арматурного каната защищен патентом РФ на изобретение № 2256755 [8]. Помимо достижения желаемой конфигурации арматурного каната, данный способ обеспечивает все преимущества, свойственные пластически обжатому канату как таковому.

В условиях ОАО "БМК" был проведен эксперимент по пластическому обжатию арматурного каната с одновременным нанесением периодического профиля на поверхность. Получены образцы, на поверхности которых присутствуют два слабо выраженных продольных выступа, на которых периодический профиль отсутствует. На остальной поверхности образцов присутствует четко выраженный периодический профиль (рис.4).

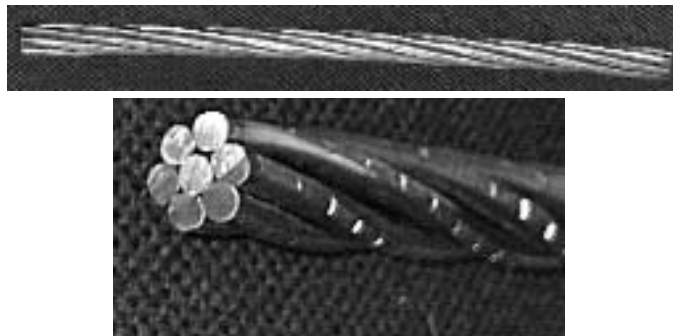


Рис 4. Внешний вид арматурного каната условного диаметра 12,40 мм, полученного продольной протяжкой в калибре с выпусками

Обзор образцов показал отсутствие на их поверхности лампасов, растрескивания или иных дефектов. Кроме того, обжатие образцов каната не привело к удлинению наружных проволок относительно центральной, что выразилось бы в ухудшении плотности свивки и образовании зазоров между проволоками.

Были проведены испытания на разрыв полученного пластически радиально обжатого каната с пери-

одическим профилем. Результаты испытаний (в кН) приведены в табл. 1.

Таблица 1

№	Разр. усилие центр. пров.	Разрывное усилие наружных проволок	Сумм. разр. усилие	Агр. разр. усилие
1	24,2	24,0; 24,1; 24,1; 24,1; 24,0; 24,1	168,6	166,0
2	24,2	24,1; 24,0; 24,1; 24,1; 24,1; 24,1	168,7	166,1
3	24,2	24,0; 24,0; 24,1; 24,1; 24,0; 24,1	168,5	166,0

Среднее суммарное разрывное усилие проволок составило 168,6 кН, а агрегатное разрывное усилие каната – 166 кН (98,5% от суммарного разрывного усилия). Столь незначительная разница позволяет утверждать, что в проволоках обжатого каната свивочные напряжения практически полностью уравновешены напряжениями, сформированными в процессе пластического обжатия, а уровень продольных напряжений в целом не высок. В свою очередь, близкое к равномерному распределение напряжений позволяет полагать, что изготовленный канат должен обладать достаточно высокой релаксационной стойкостью.

Для оценки сцепления с бетоном разработанных и существующих канатов при различных шагах свивки и параметрах периодического профиля был взят показатель площади смятия f_r . В связи с дискретностью каната и возможностью перемещения его в двух направлениях в показатель f_r введены адаптированные показатели f_r^1 и f_r^2 , отражающие площадь поперечной проекции элементов поверхности каната, приходящуюся на единицу его длины, для перемещения соответственно в продольном и винтовом направлениях [9].

В общем виде адаптированный показатель f_r^1 имеет вид:

$$f_r^1 = f_{rk}^1 + f_{np}^1 + f_{\partial\partial}^1,$$

где f_{rk}^1 - удельная площадь проекции спирально расположенных проволок самого каната; f_{np}^1 - удельная площадь проекции периодического профиля; $f_{\partial\partial}^1$ - удельная площадь проекции дополнительных элементов.

$$f_r^2 = \frac{K \cdot f_r}{t_{np}}.$$

Применение адаптированного показателя площади смятия позволило сопоставить механическое сцепление стандартных канатов и канатов с периодическим профилем, в том числе – со значительно увеличенным шагом свивки. Исходя из шага свивки и параметров профиля полученных образцов, а также характеристик стандартных канатов, были рассчита-

ны адаптированные показатели площади смятия для стандартных и разработанных канатов (табл. 2).

Таблица 2

Показатели сцепления арматурных канатов периодического профиля, полученных прокаткой, канатов стандарта ГОСТ 13840-68 и канатов периодического профиля стандарта BS 5896-1980

Канат	Шаг свивки, диаметров	Показатель относительной площади смятия, мм ² /мм	
		f_r^1	f_r^2
Профилированный пластически обжатый с обжатием 7%	12	2,763	0,799
	18	2,499	0,799
	22	2,152	0,799
BS 5896-1980	12	2,143	0,295
ГОСТ 13840-68	12	2,09	0,0

Данное сравнение показывает, что канат с периодическим профилем наружной поверхности имеет более высокие показатели сцепления с бетоном, чем канат стандарта BS 5896-1980. Показатель f_r^2 , характеризующий сопротивление более вероятному для каната винтовому перемещению, у каната, изготавливаемого протяжкой с одновременным нанесением периодического профиля, значительно выше, чем у каната стандарта BS 5896-1980. По сравнению же с круглопроволочным канатом, не имеющим механического сцепления в направлении ввинчивания, разработанный канат обеспечивает принципиальное увеличение сцепления с бетоном. При этом, в отличие от аналога (каната стандарта BS 5896-1980), периодический профиль не препятствует свивке, благодаря чему можно задать желаемый шаг и высоту профиля, тем самым создавая необходимое сцепление с бетоном.

Таким образом, разработанный канат обеспечивает высокие агрегатные прочностные характеристики, повышенное сцепление с бетоном и коэффициент заполнения сечения, что позволяет превзойти существующие аналоги не только по совокупности характеристик, но и по каждой из них в отдельности. При этом промышленное производство разработанных канатов может быть освоено в короткие сроки на существующем оборудовании отечественных метизных заводов.

Библиографический список

1. **Официальный** сайт компании Sumiden (США). www.sumiden.com/
2. **Официальный** сайт ОАО "Силур" - Харцызского канатного завода (Украина). www.silur.com/
3. **Каталог** продукции компании December 4 (Венгрия). Будапешт, 1997. 48 с.

4. **Звездов А.И., Михайлов К.В.** Предварительно напряженный железобетон: состояние и перспективы развития // Бетон и железобетон. - 2000. - №5. - С. 2 - 4.
 5. **Михайлов К.В.** Задачи отечественной строительной науки в области арматуры и предварительно напряженных железобетонных конструкций // Бетон и железобетон. - 2001. - №3. - С. 2 - 4.
 6. **Haritonov V.A., Zaretsky L.M.** Rolling for the production of plastically strained ropes and strands/ Eurowire Magazine. - 2004. - №1. - С. 100 - 101.

7. **Никифоров Б.А., Харитонов В.А., Зарецкий Л.М.** К выбору эффективных схем пластического обжатия круглопроволочных канатов // Производство проката. - 2006. - №4. - С. 23 - 26.
 8. **Патент РФ** на изобретение №2256755. Способ изготовления арматурного каната / Б.А. Никифоров, В.А. Харитонов и Л.М. Зарецкий. - Опубл. в Б.И.П.М. №20 от 20.07.2005. С. 583.
 9. **Сравнительная** оценка свойств шестипроволочного арматурного каната / В.А. Харитонов, В.П. Манин, Л.М. Зарецкий // Деп. в ВИНТИ, 23.09.2002. № 1605 - В2002. 21 с.

ЗАВОДСКОЕ ПРОИЗВОДСТВО

*В.И. БОБЫЛЁВ, генеральный директор (АО "Домостроительная компания", г. Иваново);
 А.М. СОКОЛОВ, канд.техн. наук, доц. (ИГЭУ)*

К РАСЧЕТУ УСТРОЙСТВ ДЛЯ НЕПРЕРЫВНОГО ЭЛЕКТРОРАЗОГРЕВА БЕТОННЫХ СМЕСЕЙ

Непрерывный электроразогрев бетонных смесей в транспортирующих трубах [1,2] в зазоре между двумя коаксиальными электродами, к которым приложена разность потенциалов от источника питания, является технически простым и экономически эффективным [3] способом тепловой обработки бетона в условиях предприятия крупнопанельного домостроения.

Расчет таких устройств сводится к определению необходимой длины L труб, соотношения диаметров внешней и внутренней труб D/d , требуемой мощности источника питания при заданной температуре бетонной смеси на выходе. Существуют математические модели процесса разогрева бетона в транспортирующих трубах [4], и актуальной задачей является разработка простой и удобной инженерной методики расчета устройств такого назначения.

Исходные параметры для такого расчета: объем разогреваемой бетонной смеси V_b в m^3 ; время её разогрева до заданной температуры τ_H в мин.; напряжение источника питания $U_{ИП}$ в В; начальная и конечная температура бетонной смеси t_0 и t_K в $^{\circ}C$; плотность бетонной смеси γ_b в kg/m^3 ; теплоемкость бетонной смеси C_b в Дж/(кг·град).

Методику расчета целесообразно построить на математической модели процесса разогрева движущейся бетонной смеси, в которой пространственный фактор (координата вдоль оси труб) заменен временным (временем нахождения бетона в электрическом поле сквозной проводимости). На рис.1 показана движущаяся бетонная смесь в зазоре между двумя коаксиальными трубами (цилиндрами), к которым приложена разность потенциалов, равная напряжению источника питания.

Скорость движения бетонной смеси в м/с можно определить из соотношения

$$v = \frac{4 \cdot V_b}{\pi \cdot (D^2 - d^2) \cdot \tau_H \cdot 60} = \frac{V_b}{S_3 \cdot \tau_H \cdot 60}, \quad (1)$$

где $S_3 = \pi \cdot (D^2 - d^2) / 4$ - площадь поперечного сечения зазора между трубами в m^2 .

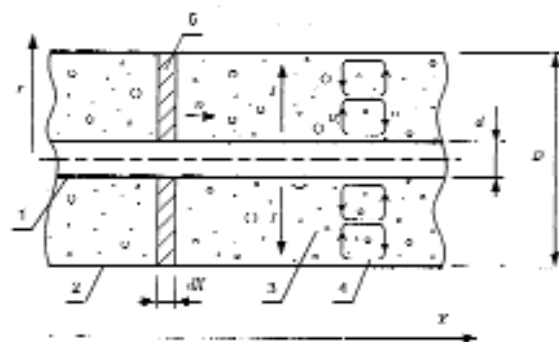


Рис. 1 Процесс нагрева движущейся бетонной смеси

1 - внутренняя труба; 2 - наружная труба; 3 - бетонная смесь, движущаяся со скоростью v ; 4 - направление перемешивания слоев бетонной смеси с поперечной скоростью v_p ; 5 - элемент слоя бетонной смеси; I - направление токов сквозной проводимости; X - координата вдоль направления движения смеси

При разогреве движущейся бетонной смеси теплопроводностью вдоль оси X можно пренебречь [4], поэтому разогрев движущегося элемента бетонной смеси бесконечно малой толщины dx (см. рис. 1) эквивалентен разогреву этого элемента в неподвижном состоянии. Время нагрева неподвижного элемента связано с координатой движущегося соотношением

$$\tau = \frac{X}{v} = \frac{X \cdot \pi \cdot (D^2 - d^2) \cdot \tau_H \cdot 60}{4 \cdot V_b} \quad (2)$$

и изменяется от нуля до $\tau_H = L/v$ - время прохождения бетонной смеси через транспортирующую трубу (время разогрева до заданной температуры).

Мощность, необходимая для нагрева элемента бетонной смеси, определяется по формуле

$$\tau = \frac{dW_H}{\tau} = \frac{C_b \cdot (t - t_0) \cdot dm_b}{\tau} = \frac{C_b \cdot (t - t_0) \cdot \gamma_b \cdot (D^2 - d^2) \cdot \pi}{4 \cdot \tau} \cdot dX, \quad (3)$$

где $t_0 \leq t \leq t_K$.

Во время работы рассматриваемого устройства по его длине (т. е. вдоль оси X) будет возникать установившееся распределение температуры. Поэтому мощность, выделяемая в элементе бетонной смеси

с фиксированной координатой по оси X , будет иметь постоянное значение и может быть определена из соотношения

$$dP_{ВЫД} = \frac{U_{III}^2}{dR} = \frac{U_{III}^2 \cdot 2 \cdot \pi \cdot dX}{\rho_v(t) \cdot \ln D/d}, \quad (4)$$

где $dR = \frac{\rho_v(t) \cdot \ln D/d}{2 \cdot \pi \cdot dX}$ – электрическое сопротивление элемента бетонной смеси при протекании тока I в радиальном направлении (см. рис. 1); $\rho_v(t)$ – удельное объёмное сопротивление бетонной смеси (зависит от температуры).

Мощность, необходимая для нагрева элемента бетонной смеси, равна мощности, которая выделяется в нём (потерями в окружающую среду можно пренебречь из-за малых размеров наружной поверхности). Поэтому можно приравнять левые части уравнений (3) и (4), заменив τ с учётом (1) и (2).

$$\frac{C_{\sigma} \cdot (t - t_0) \cdot \gamma_{\sigma} \cdot V_{\sigma}}{X \cdot \tau_H \cdot 60} = \frac{U_{III}^2 \cdot 2 \cdot \pi}{\rho_v(t) \cdot \ln D/d}. \quad (5)$$

На выходе из устройства $X=L$; $t=t_K$. После подстановки этих значений в (5) и ряда преобразований получена формула для определения требуемой длины трубы в м

$$L = \frac{C_{\sigma} \cdot \gamma_{\sigma} \cdot (t_L - t_0) \cdot \rho_v(t_K) \cdot V_{\sigma} \cdot \ln D/d}{120 \cdot \pi \cdot U_{III}^2 \cdot \tau_H}. \quad (6)$$

Удельное сопротивление бетонной смеси в общем случае определяется опытным путём, а для бетона – с помощью эмпирической формулы [5]

$$\rho_v(t) = 26.3 \cdot e^{-0.01 \cdot t}. \quad (7)$$

Для того, чтобы пользоваться формулой (6), требуется предварительно выбрать соотношение диаметров D/d , поэтому необходимо определить предельную величину этого параметра. При слишком высоких значениях D/d электрическое поле и нагрев бетонной смеси получаются неоднородными в радиальном направлении. При этом максимальная температура возникает на поверхности внутреннего электрода и может оказаться достаточной для закипания смеси.

Для решения этой задачи необходимо определить распределение температуры в слое бетонной смеси в радиальном направлении. При этом следует учитывать то, что при движении бетонной смеси по транспортирующей трубе возникает циркуляция и перемешивание ее слоев за счёт трения о поверхность труб (см. рис. 1). Можно считать, что теплопередача в радиальном направлении осуществляется конвективным способом. Поэтому известное дифференциальное уравнение теплопередачи [4] будет записано в следующем виде

$$-v_r \cdot S_r \cdot C_{\sigma} \cdot \gamma_{\sigma} \cdot \frac{\partial T}{\partial r} = P(r), \quad (8)$$

где v_r – скорость движения бетонной смеси в радиальном направлении при перемешивании слоёв; $S = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot L$ – площадь поперечного сечения теплопереноса; $P(r)$ – значение радиальной погонной мощности в функции от радиуса $d/2 \leq r \leq D/2$, которое определяется следующим образом

$$P(r) = j^2 \cdot \rho_v \cdot S_r = \rho_v \cdot \frac{I^2}{S_r} = \rho_v \cdot \frac{I_L^2 \cdot L}{2 \cdot \pi \cdot r}, \quad (9)$$

где $j = I/S_r$ – плотность электрического тока в бетонной смеси; I – ток, потребляемый устройством; $I_L = I/L$ – погонное значение тока.

После подстановки (9) в (8) и решения дифференциального уравнения получено соотношение, описывающее закон изменения температуры в радиальном направлении при наличии конвективного теплопереноса

$$t(r) = \frac{I_L^2 \cdot \rho_v}{v_r \cdot 4 \cdot \pi^2 \cdot C_{\sigma} \cdot \gamma_{\sigma} \cdot r}. \quad (10)$$

Эту зависимость удобно представить в относительных значениях с учётом влияния температуры на величину удельного сопротивления (7)

$$t^*(r) = \frac{t(r)}{t_{max}} = \frac{d \cdot \rho_v(t)}{2 \cdot r \cdot \rho_v[t(r)]} = \frac{d}{2 \cdot r} \cdot e^{-0.01 \cdot t_{max} \cdot [1 - t^*(r)]}. \quad (11)$$

С целью сравнения получена аналогичная формула для случая, когда бетонная смесь находится в неподвижном состоянии (конвективный теплоперенос отсутствует)

$$t^*_H(r) = \left(\frac{d}{2 \cdot r} \right) \cdot e^{-0.01 \cdot t_{max} \cdot [1 - t^*_H(r)]}. \quad (12)$$

Кроме температурного распределения, интерес представляет среднее значение температуры бетонной смеси, которое можно определить по формуле

$$t^* = \frac{2}{D - d} \int_{d/2}^{D/2} t^*(r) \cdot dr. \quad (13)$$

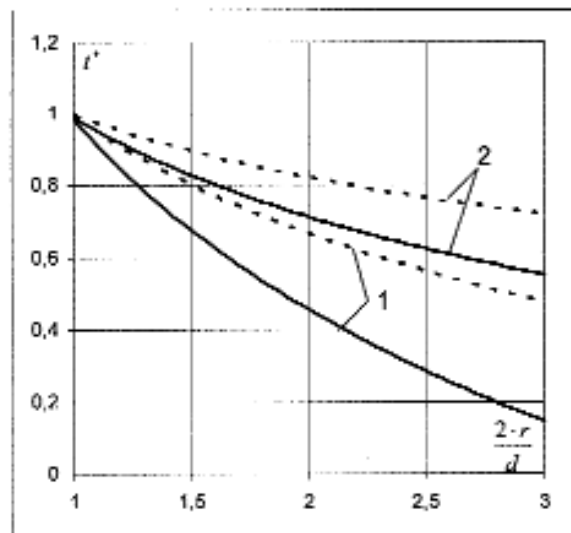


Рис.2 Характер изменения температуры бетонной смеси в радиальном направлении при разогреве в транспортирующей трубе

1 – неподвижная бетонная смесь; 2 – движущаяся бетонная смесь; сплошные линии – текущее значение температуры, пунктирные линии – среднее значение температуры

На рис. 2 приведены зависимости текущего и среднего значения температуры бетонной смеси от величины r , построенные с использованием формул

(10)...(13) для $t_{max} = 100$ °С. Из рис. 2 видно, что в случае движущейся бетонной смеси температурное поле в радиальном направлении получается значительно более однородным (кривые 2), чем в неподвижной (кривые 1). Приведенные зависимости позволяют оценить предельные значения отношения D/d . При использовании электроразогрева бетонных смесей предельная температура нагрева составляет 70-80 °С, т. е. среднее значение температуры бетонной смеси можно принять равной $t_K = 75$ °С (или $t_K^* = 0,75$ для $t_{max} = 100$ °С). Этому значению температуры соответствуют (см. пунктирные линии) предельные значения $2 \cdot r/d = (D/d)_{max} = 2,7$ и $(D/d)_{max} = 1,65$ для движущейся и неподвижной бетонной смеси соответственно. Окончательно выбранное значение отношения D/d не должно превышать предельное и далее используется для выбора длины устройства по формуле (6).

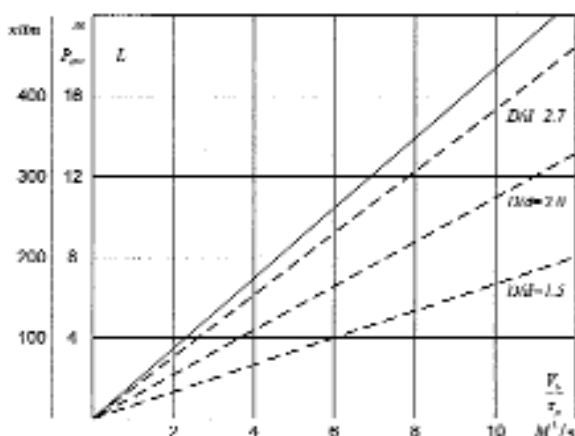


Рис.3 Зависимости длины транспортирующей трубы L при различных значениях отношения D/d (пунктирные линии) и мощности источника питания $P_{ИП}$ (сплошная линия) от производительности установки непрерывного разогрева бетонных смесей

Мощность источника питания может быть определена через мощность нагрева $P_H = W_H / (60 \cdot \tau_H)$ (W_H — энергия, необходимая для разогрева бетонной смеси)

$$P_{ИП} = 1,05 \cdot P_H = 1,05 \cdot \frac{\gamma_b \cdot V_b \cdot C_b}{60 \cdot \tau_H} \cdot (t_K - t_0), \quad (14)$$

где коэффициент 1,05 учитывает возможность тепловых потерь (например, с поверхности транспортирующих труб при отсутствии теплоизоляции).

Приведенные в настоящей работе соотношения позволяют наглядно исследовать и обоснованно выбирать параметры устройства для непрерывного электроразогрева бетонных смесей в транспортирующих трубах. Например, на рис. 3 показаны расчётные зависимости длины трубы при различных значениях отношения D/d и мощности источника питания от требуемой производительности такого устройства. Видно, что отношение D/d оказывает сильное влияние на длину транспортирующей трубы, что необходимо учитывать при оптимизации конструкции таких устройств.

Библиографический список

1. Арбеньев А.С. Бетонирование с непрерывным электроразогревом смеси // Бетон и железобетон. — 1992. — № 9.
2. Пшонкин Н.Г. Комплексная обработка бетонных смесей в винтовых конвейерах. Изв. ВУЗов, Строительство и архитектура// 1991. — № 9.
3. Бобылёв В.И. Перспективы использования электроразогрева бетонных смесей на предприятии крупнопанельного домостроения. Межвузовский сборник научных трудов. Высоковольтная техника и электротехнология. Иваново, 1997.
4. Пшонкин Н.Г. Моделирование тепловых процессов непрерывного электроразогрева потока бетонной смеси в трубах. Изв. ВУЗов. Строительство// 1994. — № 4.
5. Бобылёв В.И., Соколов А.М. Исследование электрических параметров бетонных смесей. Тезисы докладов Международной научно-технической конференции "Состояние и перспективы развития электротехнологии", (Х Бенардосовские чтения), Иваново, 2001.

ТЕОРИЯ

Б.А. ЯГУПОВ, канд.техн. наук, проф. (МИКХиС)

РАСЧЕТНЫЕ ПРЕДПОСЫЛКИ КОМПЛЕКСНОЙ ОЦЕНКИ СИЛОВОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ИНТЕНСИВНЫХ КОРРОЗИОННЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

При проектировании новых и реконструкции существующих промышленных объектов возникает острая необходимость прогнозирования оценки несущей способности железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в условиях интенсивных коррозионных воздействий. Практика обследований показывает, что одной из основных причин снижения их несущей способности является влияние агрессивных воздействий ок-

ружающей среды. Наиболее неблагоприятным результатом такого воздействия является химическая коррозия железобетона. В промышленно развитых странах ущерб от коррозии оценивается в 3...5% от валового национального дохода, при этом 13...19% приходится на долю строительных конструкций.

Агрессивные коррозионные воздействия многопланово влияют на строительные конструкции зданий

и сооружений. Действующие нормативные документы дают оценку степени агрессивности газообразных, жидких и твердых сред в зависимости от концентрации агрессивных веществ среды и характеристик бетона по водонепроницаемости и вида цемента. Однако в оценке степени агрессивности среды не регламентированы продолжительность ее воздействия, характер и степень повреждений, глубина коррозионного поражения, не учитываются напряженное состояние бетона, арматуры, вторичная защита, температурные, конструктивные и другие факторы.

Среды, в зависимости от содержания и концентрации компонентов, по степени агрессивности подразделяются на неагрессивные, слабо-, средне- и сильноагрессивные. При этом они дифференцированы для бетона и железобетона.

Разработанные в настоящее время прикладные методики расчета строительных конструкций, эксплуатирующихся в условиях интенсивных коррозионных воздействий, не учитывают неравновесный и нелинейный характер деформирования строительных конструкций. Поэтому для получения достоверных результатов при их расчете и проектировании необходимо наиболее полный учет реальных свойств материалов на основе феноменологической теории деформирования нелинейного упруго-ползучего тела.

При использовании этой теории уравнения силового сопротивления материалов, часто называемые уравнениями механического состояния, представляют собой математическую запись связи между деформациями, напряжениями и временем. Применяемые в настоящее время уравнения механического состояния основываются на эмпирических данных о силовом деформировании материалов при так называемых эталонных загрузках и на ряде экспериментально подтвержденных гипотез (поэтому теория и называется феноменологической). Эти данные и гипотезы отражают физически нелинейную, неравновесную и частично необратимую связь между основными факторами: напряжением, режимом и длительностью нагружения и их следствиями – деформациями. К этим гипотезам относятся: положение о малости силовых деформаций, по сравнению с размерами образцов; признание о суммируемости деформаций различной природы (принцип наложения частных деформаций); положение о взаимонезависимости частных деформаций (силовых и несиловых); принцип аффинноподобия частных деформаций, соответствующих разным уровням напряженного состояния; принцип суперпозиции деформаций ползучести и констатация связи между мерами деформаций простой ползучести и режимной ползучести (в зависимости от связей уровня силового сопротивления они могут относиться к группе теории старения или теории наследственности).

Одним из постулатов расчета железобетонных конструкций инженерной школы В.М. Бондаренко является совмещение механизма развития зависимости напряжений и деформаций во времени и в прост-

ранстве. Так, если одна часть деформаций следует за изменением напряжений и может четко фиксироваться во времени, такие деформации называются упруго-мгновенными. Их величина зависит от величины напряжений и возраста материала и не связана с режимом нагружения, причем эти деформации являются частично необратимыми. Другая часть деформаций также следует за напряжениями и не фиксируется, а продолжает развиваться во времени. Такие деформации называются запаздывающими (или деформациями ползучести), и их величина зависит как от значения напряжений и возраста материалов, так и от режима и длительности нагружения. Эти деформации обратимы в большей степени, чем мгновенные деформации.

Многочисленными исследованиями в области физики и механики деформируемых твердых тел было установлено, что связь между напряжениями и деформациями для них принципиально нелинейна, а существующие линейные законы, например закон Гука, представляет собой упрощение, математически интерпретируемое как удержание первого линейного члена в степенном ряде, которым аппроксимируются фактические нелинейные физические соотношения.

Известные эмпирические зависимости нелинейной связи между напряжениями и деформациями (степенные, показательные, экспоненциальные и т.д.), отвечающие требованиям непрерывности и дифференцируемости, имеют ряд недостатков: невысокую точность и общность аппроксимации, так как всегда используются для конкретного материала и подбираются по опытным диаграммам, удовлетворяя им лишь в некоторых точках, число которых может быть ограничено количеством экспериментальных параметров записи. Задача еще дополнительно осложняется тем, что характер нелинейности деформирования упруго-мгновенных деформаций и деформаций ползучести неодинаков и требует для своего описания различных функций или, в крайнем случае, использования однотипных функций с различными коэффициентами для упруго-мгновенной и реологической частей. Это еще более осложняет расчет, затрудняя, если не делая практически невозможным, процесс интегрирования из-за нарушения непрерывности функции вследствие точки разрыва.

Для целого ряда задач даже самые простые из этих записей приводят к неразрешимым в замкнутом виде уравнениям, требующим весьма приближенных и сложных аналитических или графоаналитических решений, реализовать которые можно только с помощью современной вычислительной техники.

Для качественной оценки силового сопротивления строительных конструкций, эксплуатирующихся в условиях интенсивных коррозионных воздействий, необходимо обеспечить правильный выбор физической модели исследования.

Кинетика коррозионных повреждений бетона и железобетона рассматривает взаимосвязь скорости и глубины развития коррозии с учетом величины ос-

таточного ресурса силового сопротивления, существенно зависящего от уровня и знака напряженно-деформированного состояния бетона. Проницаемость коррозионно поврежденного сжатого бетона до определенного уровня действующих напряжений существенно ниже, чем проницаемость растянутого бетона. В условиях сжатия, осуществляемых за счет уплотнения бетона и уменьшения его пористости, продукты коррозии большинства химагрессоров, продвигаясь в глубь бетонного тела, кольматируют поры и этим уменьшают проницаемость бетона, скорость продвижения и глубину повреждения с постепенным обнулением скорости и фиксацией предельной глубины. Однако при увеличении напряжений сжатия происходит разрушительная деструктуризация и повышение проницаемости бетона, что приводит к снижению описанного кольматационного эффекта и постепенному изменению типа повреждений – кольматационный тип повреждений трансформируется в фильтрационный, при котором происходит беспрепятственное продвижение коррозии.

Заметим, что существуют другие агрессивные физические воздействия на бетон, при которых происходит его лавинное повреждение с полным разрушением. Однако количественная оценка такого лавинного процесса чрезвычайно осложнена отсутствием достаточных публикаций.

Предлагаемый подход к оценке несущей способности железобетонных конструкций при коррозионных воздействиях основан на теории силового сопротивления эксплуатируемых железобетонных элементов В.М.Бондаренко [1], уравнениях кинетики повреждений и может быть представлен в следующем виде

$$\frac{d\Delta\delta(t)}{dt} = -\alpha [\Delta\delta(t)]^m, \quad (1)$$

$$\text{где } \Delta\delta(t) = \frac{\delta_{кр}(t_0) - \delta(t, t_0)}{\delta_{кр}(t_0)} = 1 - \frac{\delta(t, t_0)}{\delta_{кр}(t_0)}; \quad (2)$$

$$\delta_{кр}(t_0) = 1 - \frac{\delta(t_0)}{\delta_{кр}(t_0)} - \text{текущий относительный дефицит}$$

повреждений, соотносимый к критическому значению; $\delta(t)$ – текущая глубина повреждений; $\delta_{кр}(t_0)$ – критическое значение повреждений (при кольматационном типе кинетики равно $\delta_{кр}(t_0)$); зависит от уровня напряженного состояния; t_0, t – время начала наблюдений и время текущего наблюдения; α, m – параметры кинетики повреждений, зависящие от уровня напряженного состояния.

После разделения переменных уравнение (1) имеет вид

$$\delta(t) = f(\alpha, m, t)\delta_{кр}(t_0), \quad (3)$$

когда для $m > 0$ и $\alpha < 0$ (кольматационный тип) дает при $m \neq 1$

$$f_m(t) = 1 - \{[\Delta\delta(t_0, t_0)]^{(-m)+1} + \alpha [(-m)+1(t-t_0)]\}^{\frac{1}{(-m)+1}}, \quad (4)$$

причем при $m = 1$ и $\alpha < 0$

$$f_{m=1} = [1 - \Delta\delta_{кр}(t_0)e^{-\alpha(t-t_0)}], \quad (5)$$

что было получено ранее эмпирически другими авторами, а для $m = 0$ и $\alpha < 0$ (фильтрационный тип)

$$f_{m=0} = \left[\frac{\delta(t_0)}{\delta_{кр}(t)} + \alpha(t-t_0) \right]. \quad (6)$$

Реализацию предложенного расчетного подхода рассмотрим при решении базовой задачи – воздействии агрессивной среды на изгибаемый железобетонный элемент со стороны сжатых волокон при кольматационном типе коррозионных повреждений. Сжатая зона бетона делится на три слоя: полного повреждения, частичного повреждения, неповрежденного [2].

Функция коррозионных повреждений разыскивается в виде полинома

$$k = \sum_{i=0}^{i=2} a_i z^i, \quad (7)$$

в которой параметры a_i находятся из условий:

при $z = 0$ будет $k = k_1$

при $z = \delta$ будет $k = 1; \frac{dk}{dz} \Big|_{z=\delta} = 0$. (8)

$$\text{Откуда } a_0 = k_1; a_1 = \frac{2(1-k_1)}{\delta}; a_2 = \frac{1-k_1}{\delta^2}. \quad (9)$$

Теперь

$$F_2 = \int_0^{\delta} kbR_b dz = \frac{2+k_1}{3} \delta bR_b, \quad (10)$$

$$F_H = bpR_b = bR_b(x-z-\delta). \quad (11)$$

Совокупность полученных данных позволяет вычислять остаточный ресурс силового сопротивления железобетонных элементов, имеющих различные коррозионные повреждения.

Библиографический список

1. Бондаренко В.М., Ягунов Б.А. Некоторые вопросы несилловых повреждений, конструктивной безопасности и живучести железобетонных сооружений // Бетон и железобетон. - 2007. - №1. - с. 18-21.
2. Ягунов Б.А., Мигаль Р.Е. К вопросу оценки несущей способности эксплуатируемых железобетонных конструкций, поврежденных коррозией // Бетон и железобетон. - 2007. - №3. - с. 28-30.

Р.Б. ГАРИБОВ, канд. техн. наук (Саратовский государственный технический ун-т)

МОДЕЛИРОВАНИЕ ПОВЕДЕНИЯ ФИБРОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В УСЛОВИЯХ РАДИАЦИОННОГО ОБЛУЧЕНИЯ

Радиационному воздействию подвергаются многие железобетонные конструктивные элементы. Экспериментальному изучению воздействия радиационных сред на бетонные, полимербетонные, железобетонные конструкции (защитные элементы реакторов, резервуары для хранения радиоактивных отходов) посвящено немало работ [2,5,6].

В последнее время появились публикации по вопросам математического моделирования поведения ряда конструкций в условиях воздействия радиационных сред [1,3,4,7]. Однако исследований по моделированию поведения конструкций из современных материалов (фибробетонов и высокопрочных железобетонов) с учетом воздействия радиационных сред весьма мало, а использованные модели взаимодействия недостаточно корректно описывают реальную работу таких элементов конструкций.

Проблема моделирования поведения армированных (фибробетонных, железобетонных) конструкций с учетом воздействия радиационных сред является актуальной, так как прогнозирование прочности и долговечности конструкций, длительное время находящихся в радиационной среде, имеет первостепенное значение для нормальной безаварийной эксплуатации ответственных сооружений.

В этой области можно отметить труды З. Аблевича, В.И. Андреева, В.Б. Дубровского, А.В. Дубровского, С.Т. Конобеевского, В.Н. Кисилевского, И.С. Куликова, Ю.И. Лихачёва, Г.С. Писаренко, В.В. Попова, А.П. Прошина, А.А. Прошкина, В.Я. Пупко, Б.Е. Тверковкина, А.А. Тутнова, В.А. Климанова и др.

В данной работе рассматривается модель деформирования прямоугольной дисперсно армированной пластины при воздействии радиационных сред. Такая расчетная схема может использоваться при анализе поведения крышки, стенки или днища прямоугольной ёмкости для хранения радиационных отходов.

Разрешающее дифференциальное уравнение изгиба дисперсно армированной (фибробетонной) пластины с учётом радиационного облучения имеет вид [7,8]:

$$L(W) = \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(D_1 \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} \right) + \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(D_2 \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right) + 2 \frac{\partial^2}{\partial x \partial y} \left(D_3 \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} \right) + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \left(D_4 \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} \right) + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \left(D_5 \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right) = p(x, y) + q(x, y), \quad (1)$$

где W - прогиб пластины; x, y - координаты в плане; $p(x, y)$ - интенсивность внешней нагрузки; $q(x, y)$ - фиктивная радиационная нагрузка, радиационная "добавка":

$$q = \frac{\partial^2 \Delta M_x^*}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 \Delta H^*}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 \Delta M_y^*}{\partial y^2}, \quad (2)$$

где $D_1, D_2, D_3, D_4, D_5, D_6$ - переменные жёсткости, определяющиеся из выражений:

$$\begin{aligned} D_1 &= f_1 J_1^{\phi_6} + f_2 J_1^{\phi_6} + J_2^{\phi_6}, \quad D_2 = f_2 J_1^{\phi_6} + f_1 J_1^{\phi_6} + J_2^{\phi_6}, \\ D_3 &= f_3 J_1^{\phi_6} + f_3 J_1^{\phi_6}, \quad D_4 = f_4 J_1^{\phi_6} - f_5 J_1^{\phi_6}, \\ D_5 &= f_4 J_1^{\phi_6} - f_5 J_1^{\phi_6}, \quad D_6 = 2 T_2^{\phi_6} - 2 \frac{(T_1^{\phi_6})^2}{T_0^{\phi_6}}. \end{aligned} \quad (3)$$

В этих выражениях:

$$\begin{aligned} f_1 &= \frac{I_0^{\phi_6} J_1^{\phi_6} - J_0^{\phi_6} J_1^{\phi_6}}{(J_0^{\phi_6})^2 - (I_0^{\phi_6})^2}, \quad f_2 = \frac{I_0^{\phi_6} J_1^{\phi_6} - J_0^{\phi_6} J_1^{\phi_6}}{(J_0^{\phi_6})^2 - (I_0^{\phi_6})^2}, \\ f_3 &= \frac{I_0^{\phi_6} - J_0^{\phi_6}}{(J_0^{\phi_6})^2 - (I_0^{\phi_6})^2}, \quad f_4 = \frac{J_0^{\phi_6}}{(J_0^{\phi_6})^2 - (I_0^{\phi_6})^2}, \\ f_5 &= \frac{I_0^{\phi_6}}{(J_0^{\phi_6})^2 - (I_0^{\phi_6})^2}. \end{aligned} \quad (4)$$

Жёсткости, входящие в эти выражения, определяются формулами:

$$\begin{aligned} J_k^{\phi_6} &= \int_{-k/2}^{k/2} \alpha_j z^k dz + \int_{k/2}^{k/2} \alpha_i z^k dz, \quad \text{при } k = 0, 1, 2; \\ I_k^{\phi_6} &= \int_{-k/2}^{k/2} \alpha_j y z^k dz + \int_{k/2}^{k/2} \alpha_i y z^k dz, \quad \text{при } k = 0, 1, 2; \\ T_k^{\phi_6} &= \int_{-k/2}^{k/2} \beta_j z^k dz + \int_{k/2}^{k/2} \beta_i z^k dz, \quad \text{при } k = 0, 1, 2. \end{aligned} \quad (5)$$

Здесь

$$\begin{aligned} z_0 &= \frac{\epsilon_x + \epsilon_y}{x_x + x_y} + \frac{2(1-\nu_{cp}^2) - \epsilon_0^{\phi_6}}{x_x + x_y}, \\ \alpha_j &= \frac{\Psi_j}{1-\nu_j^2}, \quad \alpha_i = \frac{\Psi_i}{1-\nu_i^2}, \quad \beta_j = \frac{\Psi_j}{2(1+\nu_j)}, \\ \beta_i &= \frac{\Psi_i}{2(1+\nu_i)}, \quad \nu_{cp} = \frac{\nu_j + \nu_i}{2}. \end{aligned} \quad (6) \quad (7)$$

В этих выражениях: z_0 - уравнение нейтральной поверхности, отделяющей растянутую зону пластинки от сжатой; i, j - индексы, характеризующие сжатую и растянутую зоны пластинки. При растянутой нижней зоне изгибаемой пластинки $j=1, i=2$; при растянутой верхней зоне и сжатой нижней $j=2, i=1$; h - толщина пластины.

Для секущего модуля используется выражение

$$\nu_{\phi\phi} = \begin{cases} (A_1 - B_1 e_u^2), \Phi < \Phi_{1пор} \\ (A_1 - B_1 e_u^2) f(\Phi), \Phi \geq \Phi_{1пор} \end{cases}, \quad (8)$$

где $f(\Phi) = 1 - \alpha_1 \lg(\beta_1 \cdot \Phi)$.

$$\epsilon_u = \frac{\sqrt{2}}{2(1+\nu_j) \nu_j} \sqrt{(\epsilon_x - \epsilon_y)^2 + \epsilon_x^2 + \epsilon_y^2 + \frac{2}{3}(\epsilon_x^3 - \epsilon_y^3)} \quad (9)$$

$$\epsilon_x = \epsilon_x + \chi_x z; \quad \epsilon_y = \epsilon_y + \chi_y z; \quad \epsilon_{xy} = \epsilon_{xy} + 2\chi_{xy} z; \quad (10)$$

Зависимость, описывающая изменение радиационного распухания:

$$\epsilon_{\phi}^{\phi} = \begin{cases} 0, \Phi < \Phi_{1пор} \\ \delta \cdot \epsilon_{max} \left[\exp\left\{ \nu \left(\Phi - \Phi_{1пор} \right) \right\} - 1 \right] \left[\epsilon_{max} + \delta \exp\left\{ \nu \left(\Phi - \Phi_{1пор} \right) \right\} \right], \Phi \geq \Phi_{1пор} \end{cases}, \quad (11)$$

где ϵ_{max} – максимальное значение радиационных деформаций для фибробетона данного состава; ϵ_{ϕ} – радиационные деформации фибробетона или радиационное распухание (объемное изменение); δ, ν – эмпирические коэффициенты, зависящие от радиационной деформативности заполнителя и энергетического спектра потока нейтронов; Φ – доза облучения или (флюенс); $\Phi_{1пор}, \Phi_{2пор}$ – пороговые дозы облучения, по достижению которых начинается изменение механических характеристик и появляется распухание; $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_{xy}$ – деформация точек срединной поверхности; $\chi_x, \chi_y, \chi_{xy}$ – кривизны в этих точках; z – координаты рассматриваемых точек, отсчитываемые от срединной поверхности; ν_j – коэффициент поперечной деформации; e_u – интенсивность деформаций точки.

Моделирование поведения фибробетонной пластины в условиях радиационного облучения можно проводить при разных программах и схемах нагружения. Схема нагружения определяет закон распределения внешней нагрузки по поверхности пластины и величину нормальных усилий на торцевых гранях пластины. Программа нагружения определяет кинетику изменения нагрузки, действующей на пластину во времени.

Рассмотрим следующую программу работы фибробетонной пластины:

а) пластина нагружается распределенной статической нагрузкой по верхней поверхности до определенного уровня. Воздействие внешних усилий на торцевые грани пластины отсутствует. Влияние радиационного поля отсутствует. В этом случае в пластине устанавливается определенное напряженно-деформированное состояние;

б) по всей верхней поверхности пластины действует радиационное облучение, в результате с течением времени доза облучения в каждой точке пластины изменяется, приводя к появлению наведенной неоднородности механических свойств и радиационному распуханию дисперсно армированного материала пластины. Под влиянием этих факторов происходит перераспределение напряжений и деформаций по объему пластины;

в) при достижении напряжениями или деформациями опасного уровня (при наступлении предельного состояния какого-либо вида) считается, что пластина выходит из строя.

Алгоритм расчета пластины включает несколько этапов: задания исходных данных; силового расчета пластины на действие нагрузки без учета радиационного облучения; определения напряженно-деформированного состояния и проверки прочности пластины; расчета закона распределения дозы и радиационного распухания по объему пластины; расчета пластины с учетом облучения; определения напряженно-деформированного состояния при совместном действии нагрузки и облучения; проверки выполнения условий прочности и долговечности.

В алгоритме заложена процедура итерационного уточнения, позволяющая получать достаточно точные результаты при ограниченном числе циклов. При определении закона распределения дозы по толщине (объему) пластины используется зависимость

$$\Phi(x, y, z) = \Phi_0 \exp\left[-\frac{(h/2) - z}{L}\right], \quad (12)$$

которая отнесена к системе координат, связанной со срединной поверхностью пластины. В этой формуле значение дозы Φ_0 в поверхностных слоях пластины определяется в соответствии с зависимостью

$$\Phi_0 = I_{(t)} \cdot t, \quad (13)$$

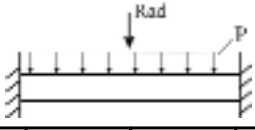
где $I_{(t)}$ – интенсивность облучения; t – время.

Программный комплекс, разработанный на базе пакета математических и инженерных задач *Matlab*, реализующий данный алгоритм, позволяет производить статические расчеты плоских фибробетонных элементов конструкций (расчетная схема которых сводится к прямоугольной пластине) на действие нагрузки и радиационного облучения. Аппроксимация уравнений, описывающих деформирование рассчитываемых конструкций, производится методом сеток. Схемы воздействия радиационного поля и приложенной нагрузки могут быть различными: радиация и нагрузка действуют совместно на верхнюю сторону пластины; радиация действует на нижнюю сторону пластины, а нагрузка на верхнюю; пластина лежит на упругом основании и находится под совместным воздействием нагрузки и радиационного облучения; пластина подвергается воздействию неравномерно распределенной нагрузки и радиационному облучению.

Ниже в таблицах 1, 2, 3 приведены результаты расчёта фибробетонной пластины при разных схемах воздействия радиации и приложенной нагрузки.

Рассмотрим более детально случай, когда радиация и нагрузка действуют совместно на верхнюю сторону пластины при сроке воздействия до 30 лет. При расчёте использовалась зависимость вида (8), которая имеет следующие параметры: начальные коэффициенты для растяжения $A_{10} = 30,71 \cdot 10^3$ МПа; $B_{10} = 11,79 \cdot 10^{10}$ МПа; начальные коэффициенты для сжатия $A_{20} = 36,44 \cdot 10^3$ МПа; $B_{20} = 46,20 \cdot 10^8$ МПа; $E_0 = 33 \cdot 10^3$ МПа – модуль упругости, определённый по диаграмме деформирования фибробетона.

Сводка результатов расчёта пластины при
однонаправленном действии нагрузки и радиационного
облучения

Схема воздействия внешних факторов						
момент времени, лет	максимальный прогиб, $\times 10^{-3}$ м	максимум относи- тельной деформации	смещение нейтрал. поверхности на краю, $\times 10^{-3}$ м	смещение нейтрал. поверхности в центре, $\times 10^{-3}$ м	секущий модуль в зоне растяжения, $\times 10^3$ МПа	секущий модуль в зоне сжатия, $\times 10^3$ МПа
0	0.579	0.848	2.827	-1.739	23.52	36.18
1	0.578	0.848	2.645	-1.909	23.55	36.18
3	0.575	0.843	2.489	-2.087	23.63	36.19
6	0.618	0.912	4.080	-0.585	18.26	36.17
10	0.710	1.040	5.318	-0.330	13.65	31.94
15	0.811	1.196	6.820	-0.080	9.973	28.07
21	0.923	1.391	8.554	0.202	7.291	24.86
30	1.089	1.686	10.99	0.587	4.890	21.45

Сводка результатов расчёта пластины, лежащей на упругом
основании, под действием нагрузки и радиационного
облучения

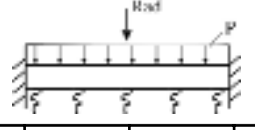
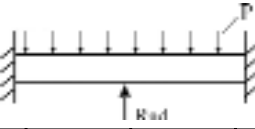
Схема воздействия внешних факторов						
момент времени, лет	максимальный прогиб, $\times 10^{-3}$ м	максимум относи- тельной деформации	смещение нейтрал. поверхности на краю, $\times 10^{-3}$ м	смещение нейтрал. поверхности в центре, $\times 10^{-3}$ м	секущий модуль в зоне растяжения, $\times 10^3$ МПа	секущий модуль в зоне сжатия, $\times 10^3$ МПа
0	0.339	0.553	2.088	-1.641	27.57	36.33
1	0.339	0.552	1.876	-1.936	27.60	36.33
3	0.336	0.550	1.710	-2.244	27.616	36.33
6	0.350	0.577	3.003	-0.544	22.43	36.32
10	0.377	0.621	3.799	-0.225	18.43	32.11
15	0.402	0.663	4.590	0.116	15.28	28.27
21	0.427	0.713	5.336	0.460	12.63	25.07
30	0.458	0.779	6.319	0.958	9.858	21.69

Таблица 2

Сводка результатов расчёта пластины при
разнонаправленном действии нагрузки и радиационного
облучения

Схема воздействия внешних факторов						
момент времени, лет	максимальный прогиб, $\times 10^{-3}$ м	максимум относи- тельной деформации	смещение нейтрал. поверхности на краю, $\times 10^{-3}$ м	смещение нейтрал. поверхности в центре, $\times 10^{-3}$ м	секущий модуль в зоне растяжения, $\times 10^3$ МПа	секущий модуль в зоне сжатия, $\times 10^3$ МПа
0	0.578	0.848	2.827	-1.739	23.32	36.18
1	0.578	0.849	2.985	-1.523	23.32	36.18
3	0.575	0.847	3.135	-1.355	23.36	36.18
6	0.623	0.886	1.867	-2.573	22.64	29.71
10	0.716	0.995	2.053	-3.321	18.17	24.85
15	0.818	1.121	2.396	-4.049	14.21	20.99
21	0.934	1.284	2.992	-4.732	11.01	17.78
30	1.108	1.534	3.989	-5.611	7.984	14.37

Геометрические размеры пластины: ширина 2 м, длина 3 м, толщина 0,12 м. Параметры радиационного воздействия: $I = 3.3 \cdot 10^{19}$ нейтрон/(см²·год) – интенсивность нейтронного облучения; $\alpha_1 = 0,6$, $\beta_1 = 1 \cdot 10^{-20}$ см²/нейтрон; $L = 0,16$ м – длина диффузии, зависящая от энергии нейтронов; $\Phi_{1nop} = 1 \cdot 10^{20}$ нейтрон/см² – пороговая доза облучения для ψ_j , E_j ; $\Phi_{2nop} = 1 \cdot 10^{19}$ нейтрон/см² – пороговая доза облучения для радиационной деформации распухания ε_Φ ; $\varepsilon_{max} = 1 \cdot 10^{-4}$ – максимальные деформации в формуле (11) для нахождения ε_Φ ; $\delta = 0,5$ – коэффициент в формуле (11); $\nu = 1 \cdot 10^{-20}$ см²/нейтрон – коэффициент в формуле (11); p – нагрузка 0,08 МПа.

На рис. 1 показаны эпюры дозы облучения Φ по координате z для разных моментов времени ($t = 0,5, 10, 15, 20, 25, 30$ лет) для случая, когда радиация действует на верхнюю поверхность пластины ($z = -0,06$ м).

На рис. 2 приведена кинетика изменения радиационного распухания ε_Φ во времени для центральной точки на верхней поверхности пластины (сплошная линия) и нижней поверхности (пунктир). Аналогичные кинетические зависимости для параметра $f(\Phi)$, определяющего деградацию секущего модуля, показаны на рис. 3. По этим графикам можно примерно определить инкубационный период каждого процесса.

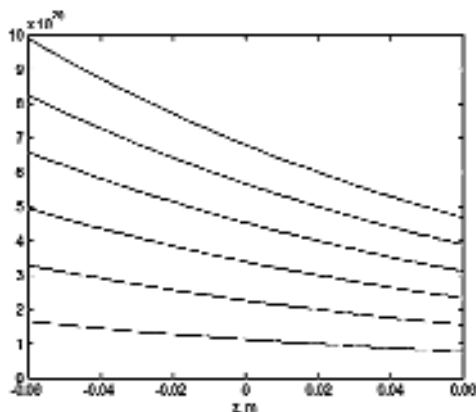


Рис. 1. Эпюры дозы облучения Φ от координаты z для разных моментов времени ($t = 0,5, 10, 15, 20, 25, 30$ лет)

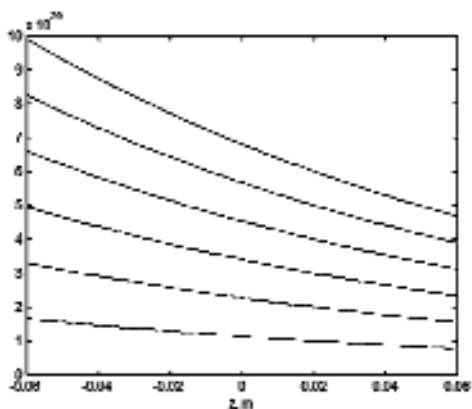


Рис. 2. Кинетика величины ϵ_{ϕ} от времени для центральной точки на верхней стороне пластины (сплошная линия) и на нижней стороне (пунктир)

Расчётный анализ показывает, что под влиянием радиационной среды происходит значительное изменение механических характеристик дисперсно армированного материала пластины, приводящее к изменению ее напряженно-деформированного состояния.

Н.В. КЛЮЕВА, канд. техн. наук, доц. (ОрелГТУ)

ПРЕДЛОЖЕНИЯ К РАСЧЕТУ ЖИВУЧЕСТИ КОРРОЗИЙНО ПОВРЕЖДАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ*

Экспозиция живучести железобетона в нелинейной неравновесно-режимной, диссипативной и деградиционной постановке задач в общем виде сформулирована в работе [1]. Основой построенных решений является специфическая посылка о феноменологическом единообразии кинетики неравновесных процессов продвижения повреждений и развитии деформаций ползучести бетонов, а также о константности режимных, термодинамических и физико-химических

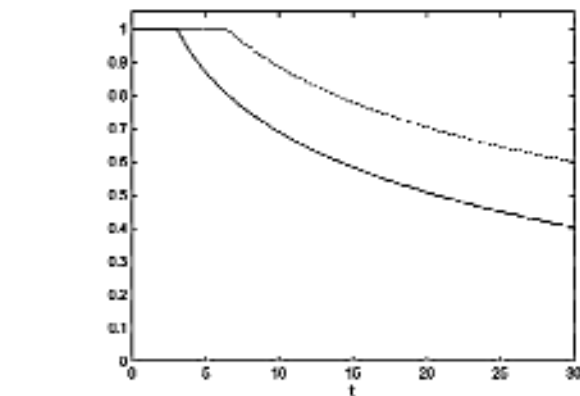


Рис. 3. Кинетическая зависимость для параметра $f(\Phi)$, определяющего деградацию секущего модуля ψ для верхней стороны пластины (сплошная линия) и нижней стороны (пунктир)

Библиографический список

1. Андреев В.И. Некоторые задачи и методы механики неоднородных тел / В.И. Андреев. Монография - М.: Издательство АСВ, 2002. - 288с.
2. Гусев Н.Г. Защита от ионизирующих излучений / Н.Г. Гусев, В.А. Климанов, В.П. Машкович. Т. 1. М.: Энергоатомиздат. - 1989. - 509 с.
3. Дубровская Е.В. Некоторые плоские и осесимметричные задачи равновесия упругого тела, находящегося в условиях радиационного облучения. Автореф. дисс. ... канд. техн. наук. - 1989 - 17 с.
4. Дубровский А.В. Исследование напряженно-деформированного состояния строительных конструкций, находящихся под воздействием ионизирующих излучений. Автореф. дисс. ... канд. техн. наук. - 1986. - 21с.
5. Дубровский В. Б. Радиационная стойкость строительных материалов / В.Б. Дубровский - М.: Стройиздат, 1977. - 278с.
6. Дубровский В.Б. Строительные материалы и конструкции защиты от ионизирующего излучения / В.Б. Дубровский, З. Аблевич. М.: Стройиздат. 1983. - 240с.
7. Овчинников И.Г. Напряженно-деформированное состояние армированных элементов конструкций при воздействии радиационных полей / И.Г. Овчинников, А.В. Матора, Г.А. Наумова. Изд-во СГТУ. Саратов, 2004. 204 с.
8. Гарибов Р.Б. Сопротивление железобетонных элементов конструкций воздействию агрессивных сред. Изд-во СГУ. Саратов, 2003. 228 с.

факторов внешних воздействий на бетоны. Фрагмент разработанной на этой основе теории конструктивной безопасности и живучести, построенной применительно к железобетонным рамно-стержневым конструктивным системам [2], рассматривает задачу об остаточном ресурсе несущей способности этих конструкций, эволюционно повреждаемых агрессивными физическими или химическими воздействиями.

В развитие этих исследований в настоящей работе даны предложения к расчету живучести железобетонных конструкций с внезапно выключающимися от коррозионных повреждений элементами. С целью сохранения единства методологической основы при

* Работа выполнена при поддержке гранта молодых ученых РААСН – "Разработка элементов теории и эффективных алгоритмов расчета живучести внезапно повреждаемых железобетонных стержневых конструкций"

построении расчетного аппарата живучести повреждаемых коррозией железобетонных элементов специфическую посылку В.М. Бондаренко [2] о феноменологическом единообразии кинетики неравновесных процессов продвижения повреждений и развития деформаций ползучести бетонов представим в виде следующего выражения

$$\frac{d[\Delta L(t, t_0)]}{dt} = -\alpha [\Delta L(t, t_0)]^m, \quad (1)$$

где $\Delta L(t, t_0) = [L_{np} - L(t, t_0)]/L_{np}$. (2)

Обозначим $\Delta L(t, t_0) = f(t)$. Тогда уравнение (1) примет вид

$$\frac{df}{dt} = -\alpha f^m. \quad (3)$$

Разделим переменные в уравнении (3)

$$\frac{df}{f^m} = -\alpha dt, \quad (4)$$

и проинтегрируем обе части уравнения (4) с разделенными переменными

$$\int \frac{df}{f^m} = -\alpha \int dt \quad (5)$$

или

$$\int f^{-m} df = -\alpha \int dt. \quad (6)$$

Отсюда

$$\frac{f^{1-m}}{1-m} = -\alpha t + C, \quad (7)$$

где C - постоянная интегрирования.

В итоге искомая функция f имеет вид

$$f = \left[\alpha(m-1)t + C \right]^{\frac{1}{1-m}}, \quad (8)$$

или, возвращаясь к первоначальным обозначениям, получим

$$\Delta L(t, t_0) = \left[\alpha(m-1)t + C \right]^{\frac{1}{1-m}}. \quad (9)$$

Используя выражение (2), найдем

$$L(t, t_0) = L_{np} \left\{ 1 - \left[\alpha(m-1)t + C \right]^{\frac{1}{1-m}} \right\}. \quad (10)$$

Постоянную интегрирования определим из начального условия

$$\begin{aligned} \Delta L(t_0, t_0) &= \left[\alpha(m-1)t_0 + C \right]^{\frac{1}{1-m}} = \frac{L_{np} - L(t_0, t_0)}{L_{np}} = \\ &= 1 - \frac{L(t_0, t_0)}{L_{np}} \end{aligned}$$

$$\text{Отсюда } C = \left[1 - \frac{L(t_0, t_0)}{L_{np}} \right]^{1-m} - \alpha(m-1)t_0 \quad (11)$$

Подставляя (11) в (10), получим

$$L(t, t_0) = L_{np} \left\{ 1 - \left[\alpha(m-1)(t-t_0) + \left(1 - \frac{L(t_0, t_0)}{L_{np}} \right)^{1-m} \right]^{\frac{1}{1-m}} \right\}. \quad (12)$$

Поскольку исходная зависимость (1) предполагает константность режимных, термодинамических и физико-химических факторов внешних воздействий, то L_{np} , α , t_0 , $L(t_0)$ – постоянные величины, а m - скачкообразно изменяющийся параметр времени t , т.е.

$$\text{при } t_0 \leq t \leq t_1, \quad m = m_0, \quad (13)$$

$$\text{при } t_1 \leq t, \quad m = m_1. \quad (14)$$

Тогда функция $L(t, t_0)$ окончательно принимает вид

$$L(t, t_0) = L_{np} \left\{ 1 - \left[\alpha(m_0-1)(t-t_0) + \left(1 - \frac{L(t_0)}{L_{np}} \right)^{1-m_0} \right]^{\frac{1}{1-m_0}} \right\}, \quad (15)$$

$$t_0 \leq t < t_1;$$

и

$$L(t, t_0) = L_{np} \left\{ 1 - \alpha(m_1-1)(t-t_0) - \left(1 - \frac{L(t_0)}{L_{np}} \right)^{1-m_1} \right\}^{\frac{1}{1-m_1}}, \quad (16)$$

$$t \geq t_1.$$

Графически (15) и (16) иллюстрируются графиками, приведенными на рис. 1.

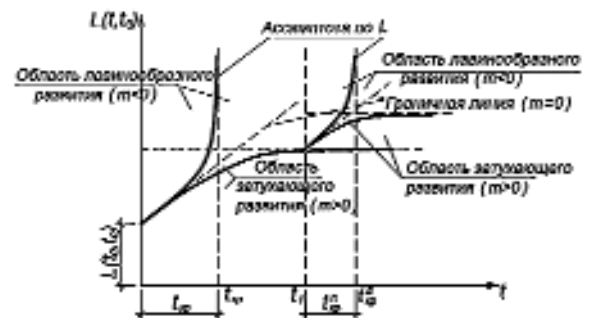


Рис. 1. Схема кинетики повреждений при сжатии бетона в зависимости от знака и величины параметра m
 1 - область лавинообразного развития ($m < 0$); 2 - область затухающего развития ($m > 0$); 3 - граничная линия ($m = 0$)

В конкретно решаемой задаче расчета живучести коррозионно повреждаемых конструкций в качестве L рассматривается глубина повреждения сечения железобетонного элемента коррозией $\delta(t, t_0)$. Причем при $m_0 > 0$ (15) описывает энтропийно затухающую кинетику процесса L ; при $m < 0$ – его лавинно-прогрессирующее развитие; при $m = 0$ – его линейные изменения во времени; некоторое граничное положение (применительно к повреждениям) – фильтрационную кинетику.

Коррозионные повреждения в зависимости от особенностей физических или химических воздействий, состава бетона, а также уровня напряженного

состояния $\left(\frac{\sigma}{R_b}\right)$ могут по-разному развиваться во времени и по глубине поражения [3]:

1. Энтропийно, затухая во времени, со стабилизацией на некоторой критической (предельной) глубине повреждения (глубине нейтрализации) $\delta_{кр}$ с кольматационным преобразованием структуры бетона

2. Линейно, с постоянной скоростью продвижения фронта повреждения, без стабилизации, для которых величина $\delta_{кр}$ меняет первоначальный смысл и становится неким эмпирическим параметром процесса повреждений

3. Лавинно, интенсифицируясь во времени, с неизбежным разрушением материалов и сооружений.

Здесь σ – действующее нормальное напряжение; R_b – предел прочности бетона на сжатие; $\delta_{кр}$ – некоторый эмпирический параметр процесса повреждений, связанный с уровнем нагружения (для кольматационного вида повреждений – предельная величина глубины повреждения для сжатого бетона).

Рассмотрим кольматационный тип повреждений заданной статически неопределимой системы, который при эволюционном развитии во времени и по глубине в некоторый момент времени в наиболее поврежденном сечении ведет к внезапному хрупкому (по сжатою бетону) выключению сопротивления этого сечения. При этом в результате импульсного обнуления усилия в этом сечении возникают динамические догружения элементов конструктивной системы. Ключевыми звеньями предлагаемой расчетной модели являются функция повреждений $K(Z)$, которая в рамках традиционной модели железобетона позволяет определить момент исчерпания силового сопротивления наиболее напряженного сечения во времени, начало его хрупкого разрушения и остаточный ресурс силового сопротивления поврежденных коррозией элементов конструктивной системы с учетом отмеченных динамических догружений.

Эволюционное накопление коррозионных повреждений в железобетонных элементах ведет к увеличению теряемой части силового сопротивления поперечного сечения железобетонного элемента. Утерянная и сохраненная части силового сопротивления изгибаемого элемента при энтропийном затухании повреждений во времени и по глубине поражения, а также с учетом уровня напряженного состояния при одностороннем воздействии агрессивной среды могут быть определены с помощью некоторой слоистой модели по методике, изложенной в [2]. Использование этой модели позволяет при определении ресурса силового сопротивления оставаться в рамках традиционных для железобетона статических схем по расчету нормальных сечений, но, и что главное, – параметры функции повреждений находятся только из геометрических соотношений (как

зависящие лишь от глубины повреждений) и остаются едиными для всех характеристик силового сопротивления поврежденного бетона (прочности, модуля мгновенной деформации, ползучести).

Схемы расчетной модели железобетонной рамы, поврежденной коррозией, при расчете живучести представлены на рис. 2. Условие перехода из области затухающего развития коррозионных повреждений в область внезапного лавинообразного развития (см. точку t на рис. 1) можно записать в виде следующего равенства

$$M_q = M^* (\delta_{кр}), \quad (17)$$

где M^* – предельный изгибающий момент (ресурс силового сопротивления) по нормальному сечению поврежденного коррозией железобетонного элемента; M_q – момент в рассматриваемом сечении от эксплуатационной нагрузки.

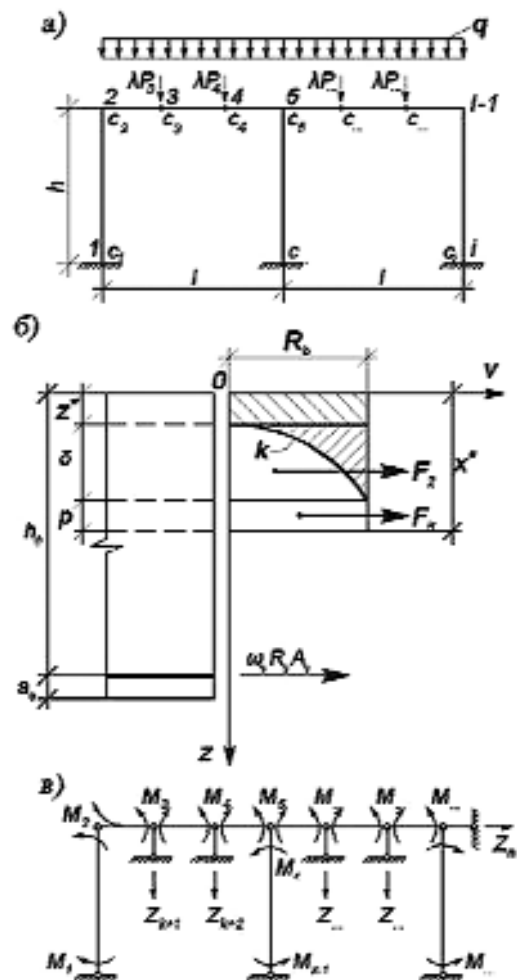


Рис. 2. Расчетные схемы рамы (а), поперечного сечения железобетонного элемента, поврежденного коррозией (б), и основная система смешанного метода при расчете живучести (в)

Ресурс силового сопротивления изгибаемого элемента по нормальному сечению (см. рис. 2, б), оцениваемый по предельному усилию в сжатом бетоне, находится из выражения

$$M^* = F_2 r_{s,2} + F_H r_{s,H}, \quad (18)$$

где F_2, F_H и $r_{s,2}, r_{s,H}$ – действующие в переходной и неповрежденной областях сжатого бетона силы и соответствующие им моментные плечи относительно центра тяжести растянутой арматуры.

$$r_{s,2s} = h_0 - (z^* + r_{v,2}); \quad r_{s,H} = h - (z^* + \delta + \frac{1}{2}p); \quad (19)$$

$$F_2 = bA_2 = bR_b \int_{\sigma}^{\delta} k(z) dz; \quad F_H = bA_H = pbR_b, \quad (20)$$

где b – ширина сечения; z^* , δ , p – соответственно толщина поврежденной, частично поврежденной и неповрежденной областей сжатого бетона высотой x^* ; A_H – площадь неповрежденной области бетона; A_2 – часть площади частично поврежденной области, соответствующая сохраненному сопротивлению сжатого бетона; $r_{v,2}$ – моментное плечо силы F_2 относительно некоторой оси v , проходящей по верхней грани поперечного сечения; $k(z)$ – функция траектории повреждений.

Согласно предложению В.М. Бондаренко, функция траектории повреждений может быть определена из геометрических условий в координатах VOZ

$$k(z) = \sum_{i=0}^{i=2} a_i z^i, \quad (21)$$

где при поиске a_i учитывается, что

$$\begin{aligned} \text{при } z = 0 & \quad \text{будет } k = 0; \\ \text{при } z = \delta & \quad \text{будет } k = 1 \text{ и } \left. \frac{dk}{dz} \right|_{z=\delta} = 0. \end{aligned} \quad (22)$$

$$\text{Откуда } a_0 = 0; \quad a_1 = \frac{2}{\delta}; \quad a_2 = \frac{1}{\delta^2}, \quad (23)$$

причем, поскольку a_i при $z^* > 0$ находятся только из геометрических условий, постольку функция повреждений $k(z)$ остается одинаковой для всех характеристик силового сопротивления бетона R_b , R_{br} , E_b , $\frac{1}{C}$ и т.п.

Определив ресурс силового сопротивления сечений поврежденных коррозией железобетонных элементов конструктивной системы, можно выполнить анализ ее живучести для случая, если в одном из элементов системы глубина повреждений достигнет предельной $\delta_{кр}$ и ресурс силового сопротивления этого сечения будет исчерпан. Конкретизируем этот случай применительно к рамно-стержневой системе, расчетная схема которой и основная система по смешанному методу представлены на рис. 2 а, в.

Особенностью рассматриваемого варианта смешанного метода является то, что основная система рамы выбирается в виде шарнирного полигона с удаленными в местах возможного выключения связями и заменой их неизвестными M_j ($j = 1, 2, \dots, k$). Если при удалении связей образуется геометрически изменяемая основная система, то накладываются дополнительные связи Z_m ($m = k+1, \dots, n$). Пусть при значении параметра нагрузки $\lambda = \lambda_m$ в системе выключится i -ая связь. Выключение связи произойдет в том случае, когда усилие в ней достигнет предельного значения. На рис. 2, а эти сечения обозначены соответственно $c_1, c_2, c_3, \dots, c_l$. Найти значение параметра λ_m можно, используя канонические уравнения смешанного метода.

Запишем систему канонических уравнений смешанного метода для данной расчетной схемы в виде матричного уравнения

$$\begin{bmatrix} A & B \\ C & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \overline{M} \\ \overline{Z} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \overline{\Delta}_q \\ \overline{R}_q \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ \overline{r}_p \end{bmatrix} \cdot \lambda = 0, \quad (24)$$

где $A, B, \overline{\Delta}_q, \overline{r}_p, C, D, \overline{R}_q, \overline{r}_p$ – матрицы коэффициентов неизвестных M_j и Z_m смешанного метода.

Решая эти уравнения, получим

$$\begin{bmatrix} \overline{M} \\ \overline{Z} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \overline{M}_q \\ \overline{Z}_q \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} m_p \\ z_p \end{bmatrix} \cdot \lambda. \quad (25)$$

Для принятой двучленной формы записи грузовых коэффициентов значения усилий в выключающихся связях от суммарного воздействия заданной и параметрической нагрузок определяются по формуле

$$M_j = M_{jq} + m_{jp} \cdot \lambda \quad (j = 1, 2, \dots, k), \quad (26)$$

где M_{jq} и m_{jp} – соответственно j -е элементы матриц-столбцов M_q и m_p .

Выключение связи произойдет в том случае, когда усилие в ней достигнет предельного значения. Тогда для всех усилий в выключающихся связях должна удовлетворяться система неравенств

$$|M_j| = |M_{jq} + m_{jp} \cdot \lambda| \leq M_{j,пр}^d \quad (j = 1, 2, \dots, k), \quad (27)$$

где $M_{j,пр}^d$ – предельное значение динамического усилия в j -ой связи при внезапном выключении из работы, определяемое по формуле (18), с учетом динамического упрочнения бетона сжатой зоны [4].

Предложенная структура расчетного аппарата позволяет вести расчет живучести железобетонных рамно-стержневых конструктивных систем в нелинейной и неравновесно режимной постановках, с учетом динамических догрузений, вызванных внезапным выключением из работы сечений железобетонных элементов, поврежденных коррозией.

Библиографический список

1. **Бондаренко В.М.** Предложения к теории силового сопротивления поврежденных коррозией железобетонных конструкций [Текст] / В.М. Бондаренко // Проект и реализация - гаранты безопасности жизнедеятельности: Тр. общего собрания РААСН 2006 г.: В 2 т. - СПб.: СПб гос. архит.-строит. ун-т, 2006. - Т. 2. - С. 23-27.
2. **Бондаренко В.М.** Еще раз о конструктивной безопасности и живучести зданий [Текст] / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов, Н.В. Клюева // РААСН. Юбилейный выпуск к 15-летию РААСН. Вестник отделения строительных наук. - 2007. - №11. - С.81-86.
3. **Бондаренко, В.М.** Феноменология кинетики повреждений бетона железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в агрессивной среде [Текст] / В.М. Бондаренко // Бетон и железобетон. - 2007. - №4.
4. **Гениев, Г.А.** Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях [Текст] / Г.А. Гениев, В.И. Колчунов, Н.В. Клюева, А.И. Никулин, К.П. Пятикрестовский. - М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2004. - 216 с.

В.А. ПОПОВ, канд. техн. наук (ФГУ "Росдортехнология")

РАБОТА БЕТОННЫХ (АРМОБЕТОННЫХ) ПОКРЫТИЙ БЕЗ ШВОВ РАСШИРЕНИЯ

В период 80...90-х годов прошлого столетия у нас в стране были построены покрытия (бетонные, армобетонные) без швов расширения. Считалось, что возникающие температурные напряжения (при повышении температуры) не приведут к отрицательным последствиям, так как в совокупности швы сжатия (которые раскрываются, в частности, под действием усадки в период твердения бетона) будут в состоянии работать вместо швов расширения. Соответствующие нормативные документы [1] устанавливали правила устройства покрытий без швов расширения, основанные на теории температурных напряжений, разработанной применительно к покрытиям аэродромов, в работе [2].

Многие годы покрытия, построенные без швов расширения, успешно эксплуатировались на аэродромах различных классов. Однако примерно через 12...13 лет эксплуатации возникли неединичные случаи повреждения покрытий в период высоких летних температур воздуха. В аэропорту Минеральные воды на 12-й год эксплуатации летом были отмечены случаи потери продольной устойчивости плит покрытия на взлетно-посадочной полосе. В средней части (по длине) несколько плит взбурились, образовали так называемый домик (рис. 1, а). Обследование покрытия на других участках летного поля позволило обнаружить на магистральной рулежной дорожке (МРД) продольные смещения плит до 20 см в месте примыкания соединительной рулежной дорожки (СРД) (рис. 1, б).

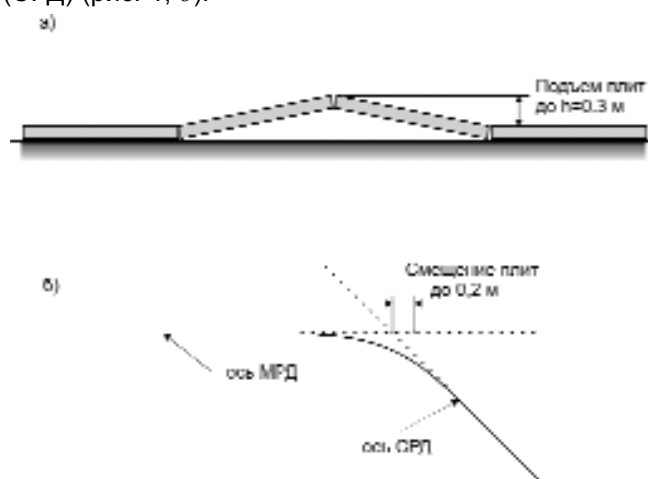


Рис. 1. Повреждения (а) и смещение плит (б) покрытия на взлетно-посадочной полосе в аэропорту Минеральные воды

Помимо этого, примерно 60% (по длине) деформационных швов было разгерметизировано и засо-

рено. Швы перестали компенсировать температурные расширения плит, что вызвало отмеченные выше повреждения в виде взбуривания покрытия и продольного смещения плит. Плиты покрытия, особенно на срединной части взлетно-посадочной полосы, оказались зажатыми, причем величина сжимающих усилий была достаточной для того, чтобы нарушить продольную устойчивость покрытий.

При изучении подобных явлений на взлетно-посадочной полосе в аэропорту Домодедово было установлено, что бетон в нижней части плит в районе деформационных швов разрушен. Выбуренные керны* примерно на 1/4 от нижней поверхности состояли из отдельных несвязанных фрагментов бетона. Размер их составлял примерно 15...30 мм. Последующий анализ, проведенный в ИОНХ АН СССР, показал, что в материале нижней части кернов имеет место наличие антигололедного реагента АНС, применявшегося для удаления гололеда с поверхности покрытий.

Раствор этого реагента через негерметичные швы попадал в нижнюю часть плит, накапливался там и постепенно приводил к разрушению бетона, аналогичного тому, которое происходит при испытании аэродромного бетона на морозостойкость при одновременном воздействии отрицательных температур и реагента АНС.

Описанное разрушение бетона в нижнем слое способствовало образованию эксцентриситета h_1 (рис. 2) и соответствующего момента относительно точки x

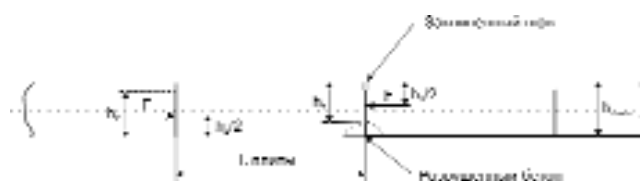


Рис. 2. Образование эксцентриситета

$$M_1 = F \left(h_{\text{на}} - \frac{h_1}{2} \right), \quad (1)$$

которому противодействует момент

$$M_2 = F \frac{h_2}{2}. \quad (2)$$

Суммарный момент равен

$$M_0 = M_1 + M_2. \quad (3)$$

Момент от собственного веса плиты относительно точки вращения составляет

* Бурение и испытания кернов выполнялись сотрудниками института "Аэропроект" под руководством канд. техн. наук В.П.Апестинной

$$M_3 = \frac{PL_{\text{пл}}}{2}, \quad (4)$$

где P - равномерно распределенная нагрузка от плиты ($P = mg$); m - масса плиты; g - ускорение свободного падения.

Из выражений (3) и (4) очевидно, что масса плиты имеет значение для обеспечения ее устойчивости. Также очевидно, что разрушение бетона в нижней зоне в период эксплуатации постепенно снижает устойчивость. При нарушении неравенства

$$M_0 \leq M_3 \quad (5)$$

наступает момент взбугривания покрытия. Этот процесс практически не изучен, так как невозможно заранее подготовить инструменты для наблюдения из-за непредсказуемости явления. Однако автор данной публикации имел возможность побеседовать с очевидцами взбугривания покрытия. Потеря его продольной устойчивости происходит внезапно и мгновенно и сопровождается звуковым импульсом,

похожим на выстрел. Из этого следует, что взбугривание на взлетно-посадочной полосе весьма опасно для самолетов, совершающих взлеты и посадки, и поэтому продолжать эксплуатировать покрытие, на котором были отмечены случаи взбугривания, не следует.

Ситуация, описываемая неравенством (5), может возникнуть на любом участке эксплуатируемого покрытия, где имеют место разгерметизированные засоренные деформационные швы. Заранее определить место расположения такого участка невозможно, однако продолжать летную эксплуатацию покрытия опасно.

Библиографический список

1. СН 120-70. Технические условия проектирования аэродромных покрытий // М., ГСИ, 1971.- 86 с.
2. Горецкий Л.И. Теория и расчет цементно-бетонных покрытий на температурные воздействия // М.: Транспорт, 1965. - 284 с.

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПРОМЫШЛЕННЫХ ОТХОДОВ

*С-А.Ю. МУРТАЗАЕВ, канд. техн. наук, З.Х. ИСМАИЛОВА, инж
(Грозненский государственный нефтяной ин-т им. академика М.Д. Миллионщикова)*

ЭФФЕКТИВНЫЕ МЕЛКОЗЕРНИСТЫЕ БЕТОНЫ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ОТВАЛЬНЫХ ЗОЛОШЛАКОВЫХ СМЕСЕЙ

В монолитном и сборно-монолитном строительстве, особенно при ремонтно-восстановительных работах, целесообразно использовать мелкозернистые бетоны литой консистенции [1]. Опыт применения таких бетонов показал, что для эффективного управления их структурообразованием, технологией и обеспечения заданных свойств целесообразно использовать химические добавки, активные минеральные компоненты и комплексы модификаторов.

В Чеченской Республике за долгие годы эксплуатации ТЭЦ накоплены тысячи тонн золошлаковых отходов, занимающих значительные территории. Эти отходы могут быть эффективно использованы также в качестве наполнителей для смешанных вяжущих [2]. В связи с тем, что эти отходы обладают большой неоднородностью, содержат примеси в виде несгоревших частиц топлива, их утилизация требует специальной подготовки. Она заключается в предварительной сушке, механохимической активации, которая способствует устранению вышеперечисленных недостатков, появлению новых химически активных поверхностей и снижению водопотребности вследствие присутствия ПАВ. Поскольку отвальные золошлаковые смеси находятся, как правило, во влажном состоянии, высокодисперсные и однородные смешанные вяжущие получили путем введения при приготовлении мелкозернистых бетонных

смесей суспензии золошлаковой смеси, прошедшей механохимическую активацию в водной среде.

Золошлаковые смеси представляют собой отходы ТЭЦ г. Грозного. Плотный дробленый шлак фракции 1...4 мм с $M_{кр} = 2,77$ имеет насыпную плотность 1200...1400 кг/см² и плотность 1,8 г/см³. Он представлен в основном алюмосиликатами, состоящими из SiO₂ (62%) и Al₂O₃ (24%).

Зола содержит следующие компоненты в масс. %: SiO₂ – 51,10; Al₂O₃ – 23,14; Fe₂O₃ – 8,94; FeO – 2,28; TiO₂ – 1,13; MgO – 0,84; CaO – 1,38; K₂O – 3,12; Na₂O – 1,54.

При изготовлении мелкозернистых бетонов использовали портландцемент М500 Д0 Чир-Юртовского цементного завода и суперпластификатор С-3, соответствующий ТУ №6-14-19-252-79.

Золошлаковые смеси с содержанием воды, равным 50% массы смеси, подвергались измельчению в шаровой вибромельнице СВМ-2 в течение 20...30 мин до удельной поверхности 305 м²/кг (исходная удельная поверхность). После обработки в вибромельнице в течение еще 20...30 мин золошлаковая смесь имела удельную поверхность 400...450 м²/кг. Золошлаковые смеси с содержанием 50% воды имели консистенцию густой сметаны, а с суперпластификатором С-3 – литую консистенцию.

Затем полученную суспензию вводили в мелкозернистые бетонные смеси в количестве от 25 до 50% от массы цемента. Объем связующей массы, состоящей из цемента и суспензии, во всех составах бетона был одинаковый. Составы мелкозернистых бетонов на гидроактивированной золошлаковой смеси представлены в табл. 1.

Таблица 1

№	Состав вяжущих Ц/ЗШС	Расход материалов, кг/м ³				В/Вяз
		Цемент	Песок	Вода	Суспензия	
1	100	524	1500	262	-	0,50
2	75:25	393	1500	223	196	0,55
3	60:40	315	1500	199	314	0,58
4	50:50	262	1500	183	393	0,60
5	50:50	262	1500	105	393	0,45

При активации золошлаковой смеси в суспензию была введена добавка С-3 в количестве 2% от массы золошлаковой смеси. Подвижность мелкозернистых бетонных смесей составляла 17...18 см расплыва стандартного конуса на встряхивающем столике.

Были изготовлены образцы-балочки размером 4x4x16 см, которые твердели при тепловлажностной обработке по режиму: подъем температуры — 3 ч, изотермический прогрев при T=85-90° С — 3 ч, остывание — 6 ч. Прочностные свойства мелкозернистых бетонов на золошлаковых смесях представлены в табл. 2.

Таблица 2

Составы из табл. 1	Средняя плотность, кг/м ³	Прочность при изгибе		Прочность при сжатии	
		МПа	%	МПа	%
1	2246	8,8	100	34,7	100
2	2246	8,2	93	33,6	97
3	2230	6,8	77	30	86
4	2200	5,0	55,7	19,2	55
5	2010	7,8	88	33	95

С увеличением содержания золошлаковой смеси в равноподвижных бетонных смесях прочность мелкозернистого бетона уменьшается. Введение 50% золошлаковой смеси снижает прочность мелкозернистого бетона на 45%. Однако использование суперпластификатора С-3 при помоле позволяет практически получить ту же прочность, что и у мелкозернистого бетона на портландцементе.

Чтобы снизить затраты на помол золошлаковых смесей, облегчить деформации разрушения частиц золы вследствие снижения их поверхностной энергии в водной среде были использованы более деше-

вые ПАВ. При помоле в вибромельнице вводили ЛСТ в количестве 0,23% от массы золошлаковой смеси. Суспензию готовили при В/ЗШС = 0,5. Составы (расход материалов в кг/м³) равноподвижных бетонных смесей с осадкой конуса ОК=5 см представлены в табл. 3.

Таблица 3

№	Цемент	ЗШС	Суспензия	Щебень	Песок	Вода	Добавка, %	В/Ц
1	340	-	-	1250	580	197	-	0,58
2	200	140	210	1250	580	129	0,23	0,585
3	200	144	210	1250	580	98	0,6С-3	0,493

Примечание: В составе №3 имеется добавка ЛСТ в количестве 0,23% от массы золошлаковой смеси и 0,6% С-3 от массы цемента.

После 28 сут твердения в нормальных условиях образцы-кубы испытывали на прочность и морозостойкость. Данные испытаний (физико-механические свойства бетонов) представлены в табл. 4.

Таблица 4

Составы из табл.3	Средняя плотность, кг/м ³	Пористость, %	Прочность при сжатии, МПа	Морозостойкость, циклы
1	2430	14,2	37,7	300
2	2430	17	27,9	300
3	2430	13,2	31,6	300

Пористость бетонов оценивали по величине максимального водопоглощения под вакуумом. Морозостойкость определяли по ГОСТ 10069.3-95 "Дилятметрический метод ускоренного определения морозостойкости". Испытанные составы бетонов соответствовали марке по морозостойкости 300 циклов и имели прочность 30 МПа. Однако при снижении расхода цемента до 40% для обеспечения такой прочности в бетонную смесь необходимо ввести С-3.

Изложенное выше позволяет сделать вывод о целесообразности использования для строительства, а также для ремонта и восстановления бетонных и железобетонных конструкций научно обоснованных и проверенных на практике составов мелкозернистых бетонов на основе отвалных золошлаковых смесей.

Библиографический список

1. Баженов Ю.М., Батаев Д.К.-С., Муртазаев С.-А.Ю. Энерго- и ресурсосберегающие материалы и технологии для ремонта и восстановления зданий и сооружений. - М: "Комтех-Принтер", 2006.
2. Баженов Ю.М., Алимов Л.А, Воронин В.В. Развитие теории формирования структуры и свойств бетонов с техногенными отходами // "Известия вузов. Строительство". - 1996. - №7.

В ПОРЯДКЕ ОБСУЖДЕНИЯ

*А.М. ШЕЙНИН, С.В. ЭККЕЛЬ, кандидаты техн. наук (ФГУП СоюздорНИИ);
Л.А. ФЕДНЕР, проф. (МАДИ)*

ОБ УСКОРЕННОМ ОПРЕДЕЛЕНИИ МОРОЗОСТОЙКОСТИ БЕТОНА

Морозостойкость бетона является одним из важнейших его свойств, определяющих долговечность (срок службы) бетонных и железобетонных конструкций и сооружений, их надёжность и безопасность при эксплуатации.

В особо сложных (суровых) условиях эксплуатации находятся бетонные и железобетонные конструкции дорожно-транспортных сооружений, подвергаемые совместному воздействию мороза и химических антигололёдных реагентов, применяемых для борьбы с зимней скользкостью на автомобильных дорогах и искусственных сооружениях. К таким бетонам предъявляют особо высокие требования по морозостойкости, а критерием её величины при этом является не только изменение прочности при циклическом замораживании и оттаивании, но также изменение массы, связанное с шелушением бетона, появление трещин, отколов и других проявлений морозного разрушения (ГОСТ 10060.0-95, п.4.14). Все эти характеристики морозостойкости бетонов являются важными и самостоятельными.

Правильное определение величины морозостойкости бетонов дорожно-транспортного назначения становится особенно важной и актуальной задачей в связи с необходимостью затрачивать значительные средства на ремонт и восстановление сооружений в случае применения недостаточно морозостойкого бетона.

В системе стандартов ГОСТ 10060.0-95 – ГОСТ 10060.4-95 "Бетоны. Методы определения морозостойкости" предусмотрено два базовых метода определения морозостойкости: первый – для всех видов бетонов, кроме бетонов дорожных и аэродромных покрытий, второй – для бетонов дорожных и аэродромных покрытий. Различие этих методов заключается в том, что средой насыщения образцов бетона перед замораживанием и средой оттаивания после каждого цикла замораживания в первом случае служит вода, во втором – 5%-ный водный раствор хлорида натрия.

Следует отметить, что нормирование и определение морозостойкости вторым базовым методом ГОСТ 10060.0-95 ("в солях") только бетонов дорожных и аэродромных покрытий является, по-видимому, редакционным недостатком стандарта, так как существует большая группа других бетонов, которые работают в таких же агрессивных условиях эксплуатации.

К таким бетонам относятся бетоны многочисленных монолитных и сборных железобетонных сооружений и конструкций дорожно-транспортного назначения. Например, блоки и плиты дорожных ограждений, бортовые камни (ГОСТ 6665-91), плиты тротуар-

ные (ГОСТ 17608-91), водопропускные лотки и монолитная облицовка кюветов, оголовки дождеприёмных колодцев и водопропускных труб, сигнальные столбики, различные элементы конструкций мостов, эстакад, путепроводов, подпорные стенки, лестничные марши подземных и наземных пешеходных переходов и пр. К этим бетонам предъявляются такие же требования по морозостойкости, как к бетону дорожных и аэродромных покрытий (по второму базовому методу ГОСТ 10060.0-95). Согласно МГСН 5.02-99, для несущих и ограждающих конструкций сооружений тоннельного типа, находящихся в контакте с антиобледенителями, марку по морозостойкости следует принимать по классификации дорожного бетона с испытанием в солях.

До 01.01.2004 г. морозостойкость бетонов, подвергаемых в процессе эксплуатации действию мороза и солей-антиобледенителей, определяли вторым базовым методом ГОСТ 10060.0-95 или ускоренным третьим ГОСТ 10060.2-95 на основе многократного циклического замораживания и оттаивания. Однако с 01.01.2004 г. Госстрой России ввёл в действие изменение № 1 ГОСТ 10060.3-95 "Бетоны. Дилатометрический метод ускоренного определения морозостойкости" (БСТ, №1, 2004 г., с. 20), которое формально распространило действие указанного ускоренного метода определения морозостойкости на все тяжёлые бетоны, в том числе на бетоны дорожно-транспортного назначения (кроме бетонов дорожных и аэродромных покрытий). Иными словами, морозостойкость указанных выше бетонов (блоков ограждений, бортового камня, монолитных кюветов, тротуарной плитки, элементов конструкций искусственных сооружений и пр.) марок F150-F400 теперь формально может определяться четвёртым ускоренным методом на основе определения объёмных деформаций бетона при однократном замораживании.

В связи с этим целесообразно рассмотреть некоторые методологические особенности указанного четвёртого ускоренного метода определения морозостойкости бетонов, базовым для которых является второй метод.

1. Любой ускоренный метод определения морозостойкости бетона, основанный на измерении косвенных характеристик бетона при однократном замораживании, не моделирует процессы разрушения бетона, происходящие при многократном циклическом замораживании и оттаивании. Причем в большей степени это различие проявляется в бетонах высокой морозостойкости, таких как бетоны покрытий до-

рог и аэродромов, и других бетонов, испытываемых по второму базовому методу.

2. Многократное циклическое замораживание и оттаивание позволяет выявить кинетику изменения свойств бетона при испытании. Такое испытание позволяет определить не только количество циклов, которое бетон может выдержать фактически, без допустимой потери своих свойств, т.е. определить марку бетона по морозостойкости – минимальный, проверочный критерий, но и оценить предельное количество циклов, после которых бетон теряет свои потребительские свойства, а также оценить предел морозостойкости бетона. Это особенно важно для бетонов дорожно-транспортного назначения, где с морозостойкостью связан срок службы конструкции. Однократное замораживание и оттаивание не позволяет сделать такую оценку.

3. Бетоны, для которых базовым является второй метод испытания на морозостойкость, насыщаются 5%-ным водным раствором хлорида натрия. При испытании четвёртым ускоренным методом бетон насыщается пресной водой. Очевидно, что даже при однократном замораживании среда насыщения бетона оказывает существенное влияние на характер деструктивных процессов в бетоне при испытании на морозостойкость.

4. Однократное замораживание бетона, в отличие от циклического замораживания и оттаивания, не позволяет выявить шелушение бетона, появление трещин, сколов и других проявлений морозного разрушения, которые являются важными и самостоятельными критериями морозостойкости бетонов, испытываемых по второму базовому методу.

5. В табл. 1 представлено, как в соответствии с четвёртым ускоренным методом можно определить марку бетона по морозостойкости по величине максимального относительного увеличения разности объёмных деформаций θ (бетонного и стандартного образцов, ГОСТ 10060.3-95 и изменение № 1 к нему) и соотношение между марками F_1 и F_2 . Здесь марка бетона по морозостойкости F_1 соответствует первому базовому методу (при испытании в пресной воде) и F_2 – второму базовому методу (при испытании в 5%-ном водном растворе NaCl).

Таблица 1

Метод испытания по ГОСТ 10060.0-95	Марка бетона по морозостойкости при $\theta \times 10^{-3}$			
	0,50-0,25	0,25-0,18	0,18-0,08	0,08-0,05
Первый базовый, F_1	300	400 и 500	600	800
Второй базовый, F_2	150	200	300	400
F_1/F_2	2,0	2,0 и 2,5	2,0	2,0

Примечание: марки бетона по морозостойкости определены по корреляции ГОСТ 10060.3-95 и изменением № 1 к нему с экспериментально определённой величиной θ .

В табл. 2 представлено, как соотносятся марки бетона F_1 и F_2 по данным, полученным на основе прямых испытаний по первому и второму базовым методам ГОСТ 10060.0-95.

Таблица 2

Метод испытания по ГОСТ 10060.0-95	Марка бетона по морозостойкости				
	300	400	500	600	800
Первый базовый, F_1					
Второй базовый, F_2	75	110	150	200	300
F_1/F_2	4,0	3,6	3,3	3,0	2,7

Примечание: марки бетона по морозостойкости определены прямыми циклическими испытаниями.

Из сопоставления данных табл. 1 и 2 видно, что соотношение между марками бетона по морозостойкости по первому и второму базовым методам, испытанным многократным замораживанием и оттаиванием, не совпадает с таковым соотношением при использовании дилатометрического метода определения марки бетона по морозостойкости. Это ставит под сомнение достоверность и сопоставимость результатов, полученных ускоренным дилатометрическим методом.

Для оценки сопоставимости марок по морозостойкости бетонов при испытании вторым базовым и четвёртым ускоренным методами в СоюздорНИИ и ЦМИПКС были проведены испытания четырёх составов бетона. Образцы бетона были изготовлены и испытаны на морозостойкость в СоюздорНИИ по второму базовому методу. Часть образцов-близнецов этих серий бетона была испытана по четвёртому ускоренному методу определения морозостойкости по ГОСТ 10060.3-95 в ЦМИПКС. Результаты испытания представлены в табл. 3.

Таблица 3

Номер состава бетона	Средняя величина $\theta \times 10^{-3}$ (экспериментально)	Марка бетона по морозостойкости по второму базовому методу	
		дилатометрическим методом (по θ)	вторым базовым методом (экспериментально)
1	0,108	F300	более F300
2	0,200	F200	менее F100
3	0,260	F150	менее F100
4	0,187	F200	более F300

Примечание: для составов №1 и №4 критерии морозостойкости по прочности и изменению массы не достигнуты.

Как следует из представленных в табл. 3 данных, результаты определения марки бетона по морозостойкости дилатометрическим ускоренным и вторым базовым методами не совпадают.



ПОЛИПЛАСТ



**В ЛУЧШИХ
БЕТОНАХ
РОССИИ**

www.polyplast-un.ru

Вышли в свет:

КНИГА ОБ ОСВОЕНИИ ПОДЗЕМНОГО ПРОСТРАНСТВА

Шилин А.А. Освоение подземного пространства (зарождение и развитие). М.: Издательство Московского государственного горного университета, 2005. – 305 с.: ил.

В книге рассмотрены история создания подземных и заглубленных объектов различного назначения, особенности конструкций и опыт производства работ, приобретенный человечеством на пути своего доиндустриального развития. Представлены способы возведения подземных сооружений, их использование в разных странах и регионах. Даны различные архитектурные и строительные решения, описаны их особенности и общие черты.

Книга написана популярным языком, насыщена примерами и фактами, богато иллюстрирована. Может быть интересна и полезна широкому кругу читателей.

КНИГА ОБ УСИЛЕНИИ КОНСТРУКЦИЙ

Шилин А.А., Пшеничный В.А., Картузов Д.В. Внешнее армирование железобетонных конструкций композиционными материалами. – М.: ОАО "Издательство Стройиздат", 2007. – 184 с.: ил.

Руководство по усилению железобетонных конструкций композиционными материалами.

Изложены основы проектирования и технологии внешнего армирования железобетонных конструкций современными композиционными материалами на основе углеродных, арамидных и стекловолокон. Даны основные положения по проектированию усиления изгибаемых железобетонных конструкций по первой и второй группам предельных состояний.

Приведена технология усиления железобетонных конструкций композиционными материалами нового поколения. Рассмотрены вопросы качества выполнения работ, требования к исходным материалам и условиям проведения работ по усилению, а также требования по обязательному мониторингу усиливаемой конструкции. Проанализирован опыт работы по усилению железобетонных конструкций композиционными материалами.

Предназначено для инженерно-технических работников проектных и конструкторских организаций, занимающихся вопросами ремонта и реконструкции различных строительных объектов.

КНИГА О ГИДРОИЗОЛЯЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Шилин А.А., Зайцев М.В., Золотарев И.А., Ляпидевская О.Б. Гидроизоляция подземных и заглубленных сооружений при строительстве и ремонте: Учебное пособие. – Тверь: Изд-во "Русская торговая марка", 2003. – 398 с.: ил.

В книге изложены основы проектирования и создания систем гидроизоляционной защиты сооружений при их строительстве и ремонте, приводятся методики расчета различных систем гидроизоляции.

Систематизированы и описаны опыт применения, новые материалы, технические и технологические решения по выполнению гидроизоляционных работ на подземных и заглубленных объектах строительного комплекса. Приведены многочисленные примеры производства работ на различных объектах.

Книга будет интересна и полезна всем специалистам в области проектирования, строительства, эксплуатации и ремонта как инженерных, так и гражданских зданий и сооружений.

По вопросу приобретения книг обращаться в ЗАО "Триада-Холдинг"

123308, г. Москва, пр-т Маршала Жукова, д. 6, стр. 2

Тел.: (495) 956-15-04; 956-18-52; 234-16-10

E-mail: trhold@comail.ru

Редакционная коллегия: Ю.М. Баженов, В.Г. Батраков, В.М. Бондаренко, Ю.С. Волков, В.В. Гранев, В.Г. Довжик, А.И. Звездов, К.В. Михайлов, Ю.П. Назаров, В.А. Рахманов, А.С. Семченков, Р.Л. Серых (главный редактор), А.Г. Тамразян, В.Р. Фаликман, Ю.Г. Хаютин, А.А. Шлыков (зам. главного редактора)

Подписано в печать 26.05.08. Формат 60x88 1/8. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1

Усл.печ.л. 4,0 Заказ №

Почтовый адрес редакции
125829, ГСП, Москва, Ленинградский проспект, 64, офис 309

E-mail: magbeton@rambler.ru

<http://vlib.ustu.ru/beton>

Тел. (495) 155-0345; 703-9762

Отпечатано в ОАО Московская типография № 9
109033, Москва, Волочаевская ул., д. 40