

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

СОДЕРЖАНИЕ

СТРОИТЕЛЬНОЕ ПРОИЗВОДСТВО

МОЛОДИН В.В., СУХАНОВ А.С. Управляемый температурный режим при зимнем бетонировании монолитных конструкций с электродным прогревом бетона 2

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

ЧЕРНОУСОВ Р.Н., ЧЕРНОУСОВ Н.Н., БОНДАРЕВ Б.А., КОРАБЛИН А.А. Продавливание плит на основе шлакобетона ... 9

КАРАБАНОВ Б.В. Приближенная оценка прогибов железобетонных плит перекрытий с использованием ПК Лира 12

КУДИНОВ О.В. Новый подход к оценке прочности сталежелезобетонных перекрытий 14

ПОКРОВСКИЙ А.А. О роли строительной механики в задаче проектирования железобетонных конструкций 17

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПРОМЫШЛЕННЫХ ОТХОДОВ

КАШИБАДЗЕ Н.В., ЗАГОРОДНЮК Л.Х., ШАХОВА Л.Д., ЯКОВЛЕВ С.В. Сталеплавильный шлак в качестве заполнителя при производстве тяжелых бетонов 18

ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

ГАРИБОВ Р.Б., ОВЧИННИКОВ И.И. Применение теории структурных параметров к моделированию взаимодействия железобетонных элементов конструкций с агрессивными средами 20

ПИЩУЛЁВ А.А. Изгибаемые железобетонные элементы с неоднородными прочностными характеристиками бетона сжатой зоны 23

ВАСИЛЬЕВ А.И., ПОДВАЛЬНЫЙ А.М. Комплексное влияние агрессивных факторов среды на коррозию арматуры в защитном слое железобетонных конструкций 26

НАШИ ЮБИЛЯРЫ

К 80-летию С.М. СКОРОБОГАТОВА 30

Памяти В.Г. Батракова 31

В.В. МОЛОДИН, канд. техн. наук (ООО "Евросити", г. Новосибирск); А.С. СУХАНОВ, инж. (Новосибирский государственный архитектурно-строительный ун-т (Сибстрин))

УПРАВЛЯЕМЫЙ ТЕМПЕРАТУРНЫЙ РЕЖИМ ПРИ ЗИМНЕМ БЕТОНИРОВАНИИ МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ЭЛЕКТРОДНЫМ ПРОГРЕВОМ БЕТОНА

Одним из авторов данной статьи в работе [1] приведены управляемые температурные режимы тепловой обработки бетона в соответствии с рис. 1:

а) управляемый температурный режим прогрева бетона *при его выдерживании* в оптимальном температурном диапазоне $t \in (t_{min} \ t_{max})$ с обоснованием как амплитуды $(t_{min} \ t_{max})$ из условия максимального энергосбережения, так и среднего значения амплитуды $t_{cp} = (t_{min} + t_{max})/2$ из условия достижения бетоном проектной прочности в заданные сроки;

б) управляемый ступенчатый температурный режим со снижением мощности нагревателей *при разогреве* бетона, если $\frac{\partial t}{\partial \tau} \geq \left(\frac{\partial t}{\partial \tau}\right)_{max}$ с обоснованием величины снижения мощности нагревателей;

в) управляемый ступенчатый температурный режим с частичным включением мощности нагревателей *при остывании* бетона, если $abs\left(\frac{\partial t}{\partial \tau}\right) \geq abs\left(\frac{\partial t}{\partial \tau}\right)_{max}$, с обоснованием величины временно включаемой мощности нагревателей.

Концепция управляемых температурных режимов научно обоснована В.В. Молодиным совместно с Ю.А. Поповым и Ю.В. Луневым. Внедрение этих температурных режимов на строительных объектах ООО "Евросити" [2-5 и др.] подтвердило их высокую эффективность как в части соблюдения температурных ограничений СНиП 3.03.01-87* [6], так и в достижении существенного (до 40%) энергосбережения за счет полезного использования тепловой инерции бетона при его выдерживании. Однако практическая реализация таких режимов на объектах ООО "Евросити" проведена только при прогреве бетона электрическими нагревательными проводами. В то же время, по мнению известных специалистов России в области зимнего бетонирования монолитных строительных конструкций [7], если прогревные методы выдерживания бетона занимают 55% общего зимнего объема бетонных и железобетонных работ, то 45% из них составляет электродный прогрев бетона. Это обусловлено не только технической простотой, возможностью оперативной коммутации нагревателей и их высоким тепловым КПД, но и высокой степенью надежности в процессе практической реализации электродного прогрева бетона.

Как известно, электродный прогрев бетона основан на преобразовании электрической энергии в теп-

ловую. Достигается это включением бетона как сопротивления в электрическую цепь переменного тока промышленной частоты с помощью электрических электродов. По данным С.А. Миронова [8], благодаря применению переменного тока электролиз в цементном тесте в процессе прогрева практически не происходит, а сам прогрев осуществляется путем перехода электрической энергии в тепловую на основании закона Джоуля-Ленца

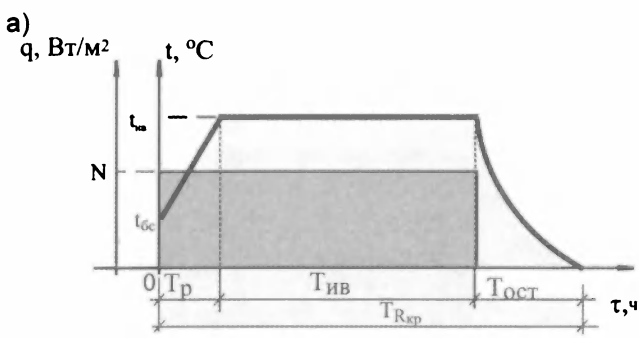
$$W = 10^{-3} \cdot \frac{U^2}{R(\tau)} \cdot T, \quad (1)$$

где W - тепловая энергия, выделяющаяся при прохождении электрического тока через бетон, кВт·ч; U - напряжение тока, В; $R(\tau)$ - изменяющееся во времени электрическое сопротивление бетона, Ом; T - время прогрева, ч.

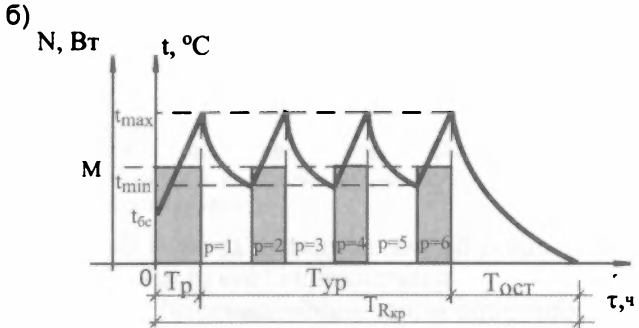
Формула (1) отражает весьма сложную количественную взаимосвязь между выделяющейся в бетоне тепловой энергией и изменением во времени электрического сопротивления бетона, обусловленным, в свою очередь, сложным характером изменения удельного электрического сопротивления бетона в процессе его выдерживания (рис. 2).

Первоначальное снижение удельного электрического сопротивления бетона на рис. 1 вызвано дополнительным растворением щелочных окислов клинкера и продуктов новообразований, главным образом извести, а также повышением температуры бетона. Затем сначала процесс снижения температуры замедляется в связи с физическим связыванием воды затворения по мере адсорбционного связывания ее образующейся коллоидной фазой новообразований, а затем удельное электрическое сопротивление возрастает вследствие химического и физического связывания воды, испарения влаги из бетона и образования замкнутых пор в структуре цементного камня.

Вполне очевидно, что для эффективной практической реализации электродного прогрева бетона необходима разработка технических средств, позволяющих управлять температурным режимом как *на стадии проектирования, так и на стадии производства зимних бетонных и железобетонных работ*. Первая часть указанной задачи в настоящее время решается в ООО "Евросити" (г. Новосибирска) совместно с Новосибирским государственным архитектурно-строительным университетом (Сибстрин) для таких строительных конструкций, как фундаментные плиты; монолит-

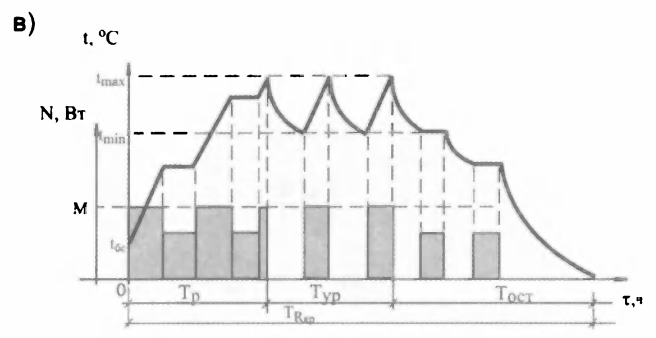


$$N = M, \tau \in T_p \wedge \tau \in T_{ив} \quad N = 0, \tau \in T_{ост}$$



$$N = M, \tau \in T_p \vee (\tau \in T_{ур} \wedge p = 2k, k = 1, 2, \dots, S)$$

$$N = 0, \tau \in T_{ост} \vee (\tau \in T_{ур} \wedge p = 2k-1, k = 1, 2, \dots, S)$$



$$N = M, \tau \in T_p \wedge \frac{\partial t}{\partial \tau} < \left(\frac{\partial t}{\partial \tau} \right)_{max}$$

$$N = M - \Delta M, \tau \in T_p \wedge \frac{\partial t}{\partial \tau} \geq \left(\frac{\partial t}{\partial \tau} \right)_{max}$$

$$N = M - \Delta M, \tau \in T_{ост} \wedge abs \left(\frac{\partial t}{\partial \tau} \right) < \left(\frac{\partial t}{\partial \tau} \right)_{max}$$

$$N = 0, \tau \in T_{ост} \wedge abs \left(\frac{\partial t}{\partial \tau} \right) \geq \left(\frac{\partial t}{\partial \tau} \right)_{max}$$

Рис. 1. Традиционный (а) и управляемые (б, в) температурные режимы тепловой обработки бетона и их алгоритмические диспетчеры

а - традиционный температурный режим с изотермическим выдерживанием бетона; б - управляемый температурный режим в оптимальном температурном диапазоне; в - управляемый температурный режим при разогреве и остывании бетона

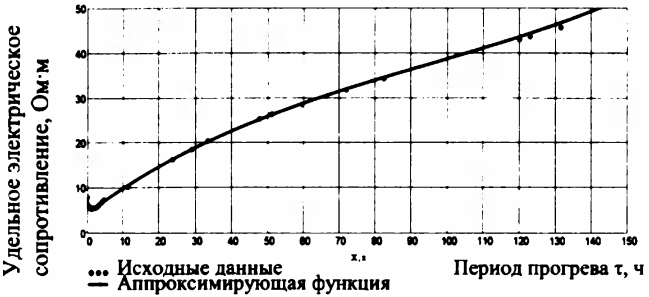


Рис. 2. Изменение во времени удельного электрического сопротивления бетона на портландцементе Искитимского завода (Новосибирская область) при температуре выдерживания 50 °С и уравнения регрессии, описывающие этот процесс

если $\tau < 2,52$ °С, то

$$f(\tau) = 7.21887724 - 3.945634 \cdot \tau + 2.579178 \cdot \tau^2 - 0.497646 \cdot \tau^3$$

если $\tau > 2,52$ °С, то

$$f(\tau) = 4.419689 + 0.590667 \cdot \tau - 0.003972 \cdot \tau^2 + 0.000016 \cdot \tau^3 - 0.00000001 \cdot \tau^4$$

ные ростверки; стены, перегородки и плиты перекрытий надземной части зданий в монолитном исполнении; колонны, диафрагмы и плиты перекрытий монолитных каркасов зданий и др. После завершения большого объема лабораторных исследований динамики удельного электрического сопротивления простого бетона, затворенного на воде, а также с относительно небольшим количеством комплексной противоморозной добавки "Бенотех ПМП-1" с целью снижения удельного электрического сопротивления бетона с обработкой полученных результатов в виде уравнений регрессии с их включением в математические модели, созданные программные продукты будут готовы для их практического использования в проектной практике.

Намного сложнее решается указанная ранее задача в процессе производства работ в условиях

конкретного строительного объекта. Проведенный авторами анализ [5, 9 и др.] показал, что существующий нормативный контроль качества работ непосредственно на строящихся объектах не дает представления о температуре бетона в местах его контакта с нагревателями, а также в местах примыкания свежеуложенного бетона к ранее забетонированным конструкциям. Практически отсутствует контроль скорости перестройки температурного поля после включения и выключения нагревателей.

Все указанное обусловило актуальность разработки технического средства для автоматизации температурного контроля в процессе выдерживания бетона. В работе [10] описана система автоматического управления тепловой обработкой бетона на базе персонального компьютера, основным узлом ко-

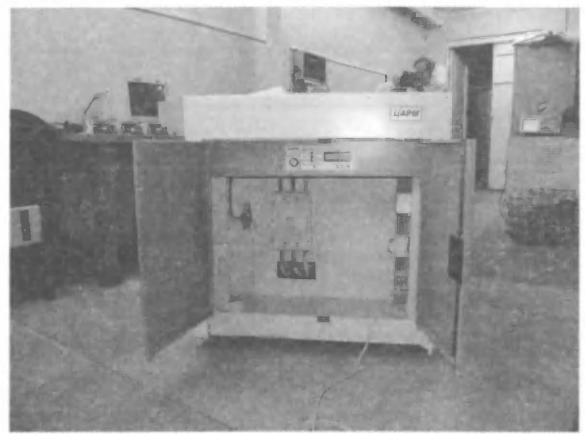
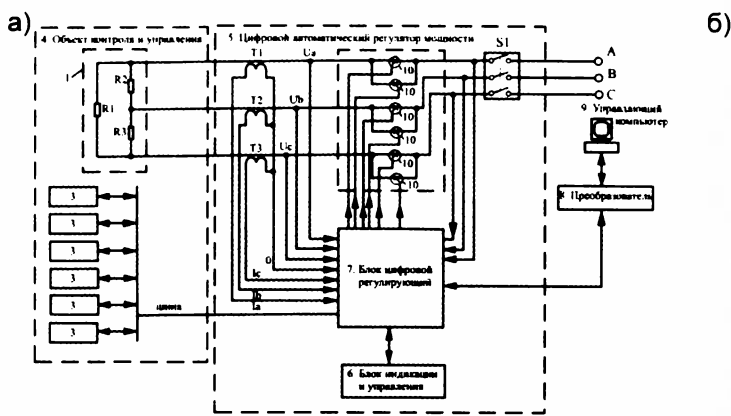


Рис.3. Принципиальная схема (а) и общий вид (б) цифрового автоматического регулятора мощности

1 - нагреватели; 2 - шина; 3 - температурные данные; 4 - объект контроля и управления; 5 - цифровой автоматический регулятор мощности; 6 - блок индикации и управления; 7 - блок цифровой регулирующий; 8 - преобразователь интерфейса; 9 - компьютер; 10 - тиристоры

торой является цифровой автоматический регулятор мощности (ЦАРМ) [11], рис. 3.

Концепция устройства с разработкой нестандартного программного обеспечения научно обоснована НГАСУ (Сибстрин), комплектация и сборка экспериментального образца выполнены Конструкторско-технологическим институтом вычислительной техники СО РАН на средства инвестора ООО "Евросити".

Производственные испытания экспериментального образца ЦАРМ, проведенные на одном из строящихся объектов ООО "Евросити", позволили впервые в строительной практике обеспечить "мягкий" температурный режим при перестройке температурного поля после включения и выключения нагревателей с выполнением всех температурных ограничений нормативных документов, достичь существенно (37%) энергосбережения за счет полезного использования тепловой инерции бетона при его выдерживании в оптимальном температурном диапазоне $t \in (45, 55 \text{ }^\circ\text{C})$. Подтверждено еще одно важное качество ЦАРМ – автоматическая нейтрализация случаев несовпадения расчетного значения и фактической температуры воздуха. Так, при сравнительном выдерживании двух фундаментальных блоков 1200x1200x700 из-за превышения на 7°C фактической температуры воздуха, по сравнению с ее расчетным значением и с появлением в дневное время положительной температуры воздуха, бетон блока с неуправляемым температурным режимом разогрелся выше 100 °С, в то время как в блоке с управляемым температурным режимом температура бетона автоматически поддерживалась в указанном ранее температурном диапазоне $t \in (45, 55 \text{ }^\circ\text{C})$.

При электродном прогреве бетона разработана концепция тройного управления температурным режимом в оптимальном температурном диапазоне: 1) управление температурным режимом непосредственно в оптимальном температурном диапазоне путем своевременного включения и выключения нагревателей, 2) управление тепловой мощностью, вы-

деляющейся в бетоне по закону Джоуля-Ленца, путем переключения напряжения тока от понижающего трансформатора и (при необходимости) переключения электрической схемы коммутации электродов, а также 3) управление электрическим сопротивлением бетона путем введения в него расчетного количества противоморозной добавки.

При различных схемах электродного прогрева бетона важно, во-первых, количественно (во времени) оценить искусственный источник тепла в процессе преобразования электрической мощности в тепловую, сравнить его с суммарными тепловыми потерями бетонированной конструкции и при необходимости принять аргументированное решение о переключении напряжения тока; во-вторых, четко (в координатной привязке) определить область действия искусственного теплового источника в теле бетонированной конструкции; в-третьих, привести этот источник к размерности составляющих дифференциальное уравнение теплопроводности свежеложенного бетона.

В настоящее время авторами разрабатываются нестандартные (управляющие) программы ЦАРМ для строительных конструкций, наиболее часто применяющихся при возведении жилых и гражданских зданий (конструктивных элементов монолитных каркасов, внутренних, наружных стен и плит перекрытий надземной части зданий в монолитном исполнении и др.). Рассмотрим решение этой задачи на примере зимнего бетонирования одиночной монолитной колонны с последующим бетонированием сопрягаемой с ней плитой перекрытия.

Одиночная колонна

Физическая постановка задачи. В соответствии с расчетной схемой рис. 4 бетонированная монолитная колонна опирается на ранее возведенную плиту перекрытия и через нее – на нижерасположенную и ранее возведенную колонну. Иными словами, бетонированная колонна имеет технологическое и тепловое сопряжение как с плитой перекрытия в основании, так и с расположенной ниже колонной.

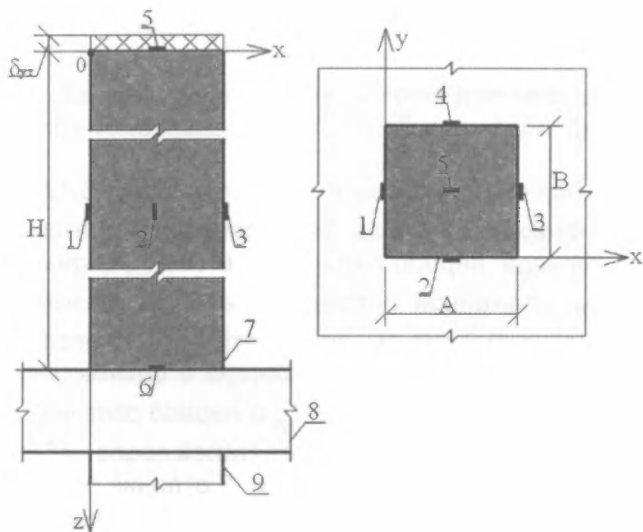


Рис. 4. Расчетная схема бетонированной одиночной колонны монолитного каркаса

1 - термодатчик с координатами $x=0 \wedge y=B/2 \wedge z=H/2$; 2 - то же, с координатами $x=A/2 \wedge y=0 \wedge z=H/2$; 3 - то же, с координатами $x=A \wedge y=B/2 \wedge z=H/2$; 4 - то же, с координатами $x=A/2 \wedge y=B/2 \wedge z=H/2$; 5 - то же, с координатами $x=A/2 \wedge y=B/2 \wedge z=0$; 6 - то же, с координатами $x=A/2 \wedge y=B/2 \wedge z=H$; 7 - бетонированная колонна; 8 и 9 - ранее забетонированные соответственно плита перекрытия и колонна

В соответствии с расчетной схемой рис. 4 размеры бетонированной колонны $A \times B \times H$. Бетон плиты, на которую опирается бетонированная колонна, а также бетон расположенной ниже ранее забетонированной колонны, успел принять температуру, равную температуре наружного воздуха Θ . Температура уложенной бетонной смеси $t_{бс}$. Для качественной оценки процесса набора прочности бетоном целесообразно воспользоваться компьютерной аппроксимацией экспериментальных номограмм ЦНИИОМТП Госстроя РФ, достоверность которых подтверждена большим объемом экспериментальных исследований. Аппроксимация выполнена с помощью математического пакета MathCAD 2001i Professional [5,9]. Объемно-распределенный источник тепла экзотермического типа $\omega_{экз}(\tau)$ может быть найден с помощью зависимости В.Н. Зубкова [12], полученной им на основании обобщения результатов исследований А.А. Гвоздева

$$\omega_{экз}(\tau) = K_{20} \cdot f(t') \cdot q_{ц.сут} \cdot \Pi \cdot \exp(k \cdot \tau), \quad (1)$$

где K_{20} - коэффициент интенсивности тепловыделения цемента при температуре 20 °С [13]; $f(t') = 2^p$, где $p = (t' - 20)/\Sigma$; $\Sigma = 8 + 0,13 \cdot t'$; $q_{ц.сут}$ - экзотермия цемента в суточном возрасте. Bm/kz ; Π - расход цемента, кг/м³; $t = 0,04 \cdot t'$ - константа скорости реакции гидратации; t' - средневзвешенная по объему конструкции температура бетона (°С) на момент времени τ (ч).

Рассмотрим искусственные объемно-распределенные источники тепла в бетоне бетонированной колонны для двух альтернативных прогревочных методов.

1. При электродном прогреве бетонированной колонны с помощью одного по сечению (колонны квадратного сечения) или двух (колонны прямоугольного сечения) струнных электродов, в соответствии с [14], имеем:

а) для колонны квадратного сечения с четырьмя стержнями арматурного каркаса в его углах

$$\frac{Q(\tau)}{C_{кол}} = \frac{Q_{эл}(\tau)}{C_{кол}}, \quad (2)$$

где

$$Q_{эл}(\tau) = \frac{6,28 \cdot U^2}{\rho(\tau) \cdot B^2 \cdot \ln\left(\frac{2 \cdot b}{d}\right) \cdot \sqrt[4]{\frac{b}{2 \cdot d}}}; \quad (3)$$

б) для такой же колонны, но с часто расположенными арматурными стержнями по периферии сечения и с одним (по сечению) струнным электродом $Q_{эл}(\tau)$ рассчитывается по формуле

$$Q_{эл}(\tau) = \frac{6,28 \cdot U^2}{\rho(\tau) \cdot B^2 \cdot \ln\left(\frac{b}{d}\right)}; \quad (4)$$

в) для колонны прямоугольного сечения с двумя (по сечению) струнными электродами формула для $Q_{эл}(\tau)$ принимает вид

$$Q_{эл}(\tau) = \frac{3,14 \cdot U^2}{\rho(\tau) \cdot b \cdot \left[\alpha \cdot \ln(B/(\pi \cdot d)) + \pi \cdot \frac{b}{B} \right]}; \quad (5)$$

В формулах (3), (4) и (5): U - напряжение тока, В; $\rho(\tau)$ - изменяющееся в процессе выдерживания бетона его удельное электрическое сопротивление (Ом·м), вычисляемое с помощью предварительно найденного уравнения регрессии (рис. 1); B - размер стороны квадратного сечения колонны, м; b - расстояние от осей арматурных стержней в углах арматурного каркаса до оси струны (в формуле (3)) или от оси струны до арматурного каркаса, равное $(b_1 + b_2)/2$, где b_1 - кратчайшее расстояние от струны по нормали к грани конструкции и b_2 - расстояние до угла арматурного каркаса (в формуле (4)); d - диаметр струны, м; A - размер большей грани прямоугольного сечения, м.

2. При прогреве бетона электрическими нагревательными проводами

$$\frac{Q(\tau)}{C_{кол}} = \frac{Q_{np}(\tau)}{C_{кол}}, \quad (6)$$

где $Q_{np}(\tau) = \frac{q_l \cdot \tau}{l}; \quad (7)$

$$q_{np}(\tau) = \frac{q_l \cdot L}{F}. \quad (8)$$

В (7) и (8): $q_{np}(\tau)$ – интенсивность теплового потока от нагревательных проводов на рассматриваемой грани (Вт/м^2) площадью F (м^2); L – общая длина нагревательного провода на грани, м; q_l – погонное тепловыделение провода, Вт/м ; l – шаг численного интегрирования по оси, нормальной к рассматриваемой грани конструкции, м.

Зона действия искусственных тепловых источников: $Q_{3л}(\tau)$ – во всей толще бетона колонны ввиду его *свободного* прогрева; $Q_{np}(\tau)$ – в месте установки нагревательных проводов на арматурном каркасе, т.е. имеет место *периферийный* прогрев бетона в защитном слое арматуры.

Управляющая программа ЦАРМ для каждой конкретной монолитной конструкции обязательно должна включать, во-первых, *Блок предварительного обоснования суммарной мощности нагревателей* для ожидаемой температуры воздуха на время производства работ; во-вторых, *Блок обоснования оптимальной амплитуды температурного диапазона* $t \in (t_{min}, t_{max})$ и *средней температуры выдерживания бетона* $t_{cp} = (t_{min} + t_{max})/2$ из условия набора бетоном критической прочности в заданные сроки. При этом сама управляющая программа должна предусмотреть возможность применения двух альтернативных методов: *электродного* прогрева бетона и его прогрева *электрическими нагревательными проводами*.

В качестве блока предварительного обоснования суммарной мощности нагревателей могут быть использованы стандартные программные продукты, разработанные в НГАСУ (Сибстрин) [4, 5, 9 и др.]. Примеры обоснования параметров оптимального температурного диапазона приведены в [4] и [5]. Поэтому рассмотрим подробнее схему автоматического управления температурным режимом с помощью ЦАРМ непосредственно в процессе производства работ.

1. В зависимости от типа понижающего трансформатора описывается и вводится массив выходных напряжений, например, для трансформаторной подстанции КТП – 63 ОБ на базе масляного трансформатора ТМОБ – 63 массив напряжений 49, 60, 70, 85, 103 и 121 В.

2. С помощью первого из указанных выше вспомогательных блоков рассчитываются суммарные тепловые потери всеми гранями бетонируемой колонны при температуре воздуха -5, -10, -15 и -20 °С. Для указанных значений температуры воздуха:

а) при *электродном* прогреве по формулам (3), (4) или (5) устанавливается величина минимального напряжения тока, обеспечивающая компенсацию тепловых потерь в окружающий воздух и возможность разогрева бетона до температуры t_{max} температурного диапазона;

б) при прогреве бетона *электрическими нагревательными проводами* при минимальном напря-

жении (49 В) и при заданном погонном тепловыделении провода (как правило, $q_l = 30...35 \text{ Вт/м}$) рассчитывается необходимая длина нагревательного провода на каждой грани бетонируемой колонны.

3. Для среднемаассивных конструкций ($M_n=6-12 \text{ м}^3$) весь период выдерживания условно разбивается на три периода: *период разогрева* бетона T_p от температуры уложенной бетонной смеси t_{bc} до максимальной температуры температурного диапазона t_{max} , *период выдерживания* бетона в оптимальном температурном диапазоне T_{yp} и *период остывания* с полным выключением нагревателей после набора бетоном критической прочности. В отличие от среднемаассивных конструкций при зимнем бетонировании маломассивных конструкций ($M_n=12-20 \text{ м}^3$) контроль скорости перестройки температурного поля после выключения нагревателей, как правило, не требуется, хотя ЦАРМ это делает автоматически.

4. При *разогреве* бетона, опять же предварительно с помощью вспомогательного блока, устанавливается, во-первых, необходимое снижение мощности нагревателей; во-вторых, необходимое время выдерживания бетона при пониженной мощности нагревателей из условия обеспечения необходимой скорости перестройки температурного поля. Например, при *электродном* прогреве при переключении напряжения тока с 60 на 49 В суммарная тепловая мощность нагревателей уменьшается на 34 %, а при переключении напряжения тока с 70 на 49 В – в два раза.

5. При *остывании* бетона после полного выключения нагревателей необходимость управлять температурным режимом может возникнуть при бетонировании среднемаассивных конструкций при относительно низкой (-15...-20 °С) температуре воздуха. В этом случае устанавливается величина пониженной мощности нагревателей и время их работы.

В процессе выдерживания бетона в оптимальном температурном диапазоне управляющие программы ЦАРМ обеспечивают:

1) считывание показаний температурных датчиков t_1, t_2, \dots, t_6 с заданной дискретностью Δt независимо от того, включены нагреватели или выключены;

2) расчет температурного поля $t(x, y, z, \tau + \Delta t)$ и средневзвешенной по объему температуры бетона $t^{* \Delta t}$;

3) контроль процесса нарастания прочности бетона $R^{* \Delta t}$; автоматическое прекращение тепловой обработки бетона (с подачей звукового сигнала) при $R^{* \Delta t} \geq R_{кр}$;

4) выключение нагревателей при $t^{* \Delta t} \geq t_{max}$ и их включение при $t^{* \Delta t} \leq t_{min} \wedge Q_{3л}(\tau) = 0$;

5) автоматическое переключение напряжения тока на более высокое при $t^{* \Delta t} \leq t_{min} \wedge Q_{3л}(\tau) > 0$;

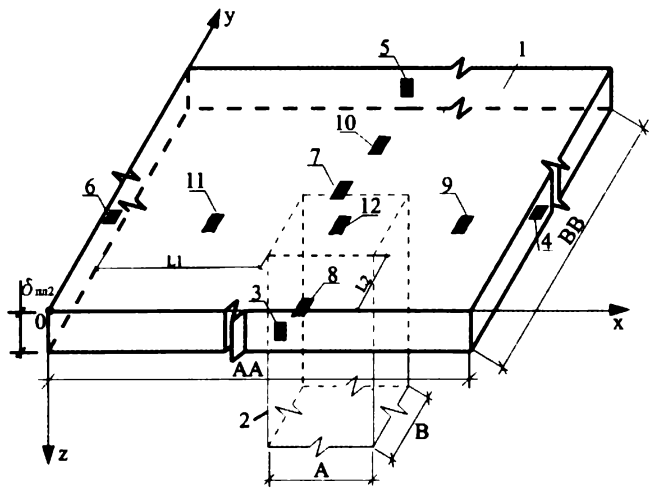


Рис. 5. Расчетная схема фрагмента бетонированной плиты перекрытия, сопрягаемой с ранее забетонированной колонной

1 - плита перекрытия; 2 - ранее забетонированная колонна; 3 - термодатчик с координатами $x=AA/2 \wedge y=0 \wedge z=\delta_{пл}/2$; 4 - термодатчик с координатами $x=AA \wedge y=BB/2 \wedge z=\delta_{пл}/2$; 5 - термодатчик с координатами $x=AA/2 \wedge y=BB \wedge z=\delta_{пл}/2$; 6 - термодатчик с координатами $x=0 \wedge y=BB/2 \wedge z=\delta_{пл}/2$; 7 - термодатчик с координатами $x=AA/2 \wedge y=BB/2 \wedge z=0$; 8 - термодатчик с координатами $x=L1+A/2 \wedge y=L2/2 \wedge z=\delta_{пл}$; 9 - термодатчик с координатами $x=(AA-L1-A)/2+L1+A \wedge y=L2+B/2 \wedge z=\delta_{пл}$; 10 - термодатчик с координатами $x=L1+A/2 \wedge y=(BB-L2-B)/2+L2+B \wedge z=\delta_{пл}$; 11 - термодатчик с координатами $x=L1/2 \wedge y=L2+B/2 \wedge z=\delta_{пл}$; 12 - термодатчик с координатами $x=AA/2 \wedge y=BB/2 \wedge z=\delta_{пл}$

6) при необходимости снижения скорости перестройки температурного поля после включения или выключения нагревателей.

Трехмерная математическая модель температурного поля и прочность бетона для бетонированной колонны имеет вид:

$$\begin{aligned}
 & \frac{\partial t_{кол}(x, y, z, \tau)}{\partial \tau} = \frac{\lambda_{кол}}{C_{кол}} \left[\frac{\partial^2 t_{кол}(x, y, z, \tau)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 t_{кол}(x, y, z, \tau)}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 t_{кол}(x, y, z, \tau)}{\partial z^2} \right] + \\
 & + \frac{q_{наг}(\tau)}{C_{кол}} + \frac{Q(\tau)}{C_{кол}}, \quad x \in AA \wedge y \in BB \wedge z \in H \wedge \tau \in T_{R70\%} \\
 & \left. \begin{aligned}
 & 1. \quad \begin{cases} t(x=0, y \in B/2, z \in H/2, \tau) = t_1 \\ t(x \in A/2, y=0, z \in H/2, \tau) = t_2 \\ t(x=A, y \in B/2, z \in H/2, \tau) = t_3 \end{cases} \\
 & 2. \quad \begin{cases} t(x \in A/2, y=B, z \in H/2, \tau) = t_4 \\ t(x \in A/2, y \in B/2, z=H, \tau) = t_5 \\ t(x \in A/2, y \in B/2, z=0, \tau) = t_6 \end{cases} \\
 & 3. \quad t_{кол}(x, y, z, \tau=0) = t_{бс} \\
 & 4. \quad R^{\tau=0} = 0; R^{\tau+\Delta\tau} = R^{\tau} + \Delta R \\
 & 5. \quad \begin{cases} N=M; \tau \in T_p \wedge \frac{\partial t}{\partial \tau} < \left(\frac{\partial t}{\partial \tau} \right)_{max} \\ N=M-\Delta M; \tau \in T_p \wedge \frac{\partial t}{\partial \tau} \geq \left(\frac{\partial t}{\partial \tau} \right)_{max} \\ N=M-\Delta M; \tau \in T_{осм} \wedge abs\left(\frac{\partial t}{\partial \tau} \right) < \left(\frac{\partial t}{\partial \tau} \right)_{max} \\ N=0; \tau \in T_{осм} \wedge abs\left(\frac{\partial t}{\partial \tau} \right) \geq \left(\frac{\partial t}{\partial \tau} \right)_{max} \end{cases}
 \end{aligned} \right\} (9)
 \end{aligned}$$

где $\lambda_{кол}$ и $C_{кол}$ – соответственно коэффициент теплопроводности (Вт/(м·град)) и объемная теплоемкость (Вт·ч/(м³·град)) бетона бетонированной колонны; $R^{\tau=0}$, $R^{\tau+\Delta\tau}$ и R^{τ} – средневзвешенная по объему конструкции прочность бетона в % от $R_{нр}$ на момент времени соответственно $\tau=0$, и $\tau+\Delta\tau$; ΔR – приращение прочности бетона на очередном

шаге численного интегрирования по времени в % от $R_{нр}$.

Численная аппроксимация (9) выполнена по абсолютно устойчивой и абсолютно сходимой неявной разностной схеме дробных шагов академика Н.Н. Яненко [15].

Плита перекрытия

Расчетная схема бетонированной плиты перекрытия, сопрягаемой с ранее забетонированной колонной, приведена на рис. 5. В соответствии с расчетной схемой бетонированная плита перекрытия имеет размер AAxBB. Варианты прогрева бетона плиты:

1. *Электродный* полосовыми электродами: *односторонний периферийный* прогрев полосовыми электродами на нижних щитах опалубки с утеплением плиты перекрытия сверху; величина $Q_{эл}(\tau)$ может быть найдена по формуле

$$Q_{эл}(\tau) = \frac{0.785 \times U^2}{\rho(\tau) \times b \times \ln(2.54 \times b/a) \times \delta_{з.сл.}}, \quad (10)$$

где $\delta_{з.сл.}$ - толщина защитного слоя, м;

двухсторонний периферийный прогрев полосовыми электродами на нижних щитах опалубки и на верхних инвентарных накладных щитах также с использованием формулы (10) при ее двухстороннем действии.

2. Прогрев бетона плиты *электрическими нагревательными проводами*. Величина объемно распределенного искусственного источника находится по формулам (7) и (8).

Зона действия всех искусственных тепловых источников: периферийный прогрев бетона в защитном слое арматуры.

Трехмерная математическая модель динамики температурного поля и прочности бетона плиты перекрытия имеет вид:

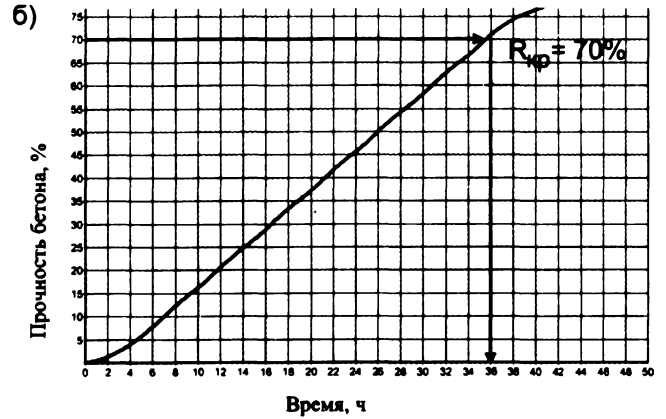
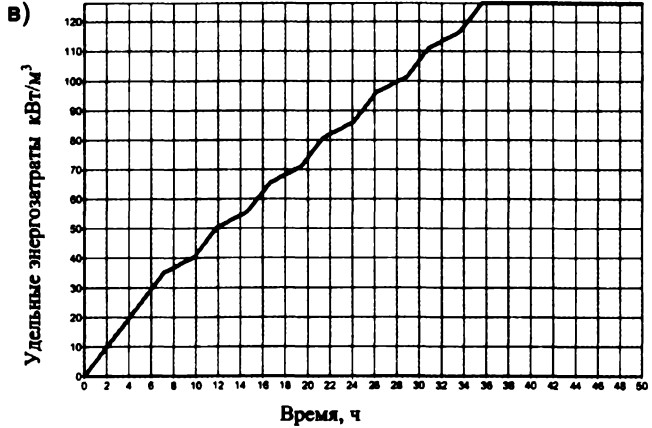
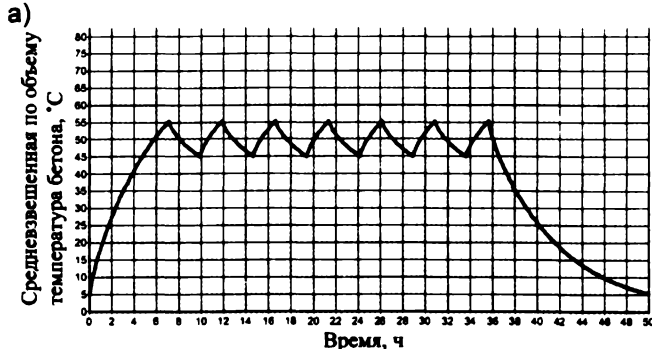


Рис. 6. Результаты работы управляющего программного обеспечения ЦАРМ

а - средневзвешенная по объему температура бетона, °С; б - прочность бетона, %; в - удельные энергозатраты, кВт/м³

$$\begin{aligned}
 1. \quad & \frac{\partial_{\alpha\alpha}(x,y,z,\tau)}{\partial\tau} = \frac{\lambda_{\alpha\alpha}}{C_{\alpha\alpha}} \left[\frac{\partial^2 t_{\alpha\alpha}(x,y,z,\tau)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 t_{\alpha\alpha}(x,y,z,\tau)}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 t_{\alpha\alpha}(x,y,z,\tau)}{\partial z^2} \right] \\
 & + \frac{q_{\alpha\alpha}(\tau)}{C_{\alpha\alpha}} + Q(\tau), x \in AA \wedge y \in BB \wedge z \in \delta_{\alpha\alpha} \wedge \tau \in T_{R70\%} \\
 2. \quad & \begin{cases} t(x \in AA, y = 0, z \in \delta_{\alpha\alpha}, \tau) = t_1 \\ t(x = AA, y \in BB, z \in \delta_{\alpha\alpha}, \tau) = t_2 \\ t(x \in AA, y = BB, z \in \delta_{\alpha\alpha}, \tau) = t_3 \\ t(x = 0, y \in BB, z \in \delta_{\alpha\alpha}, \tau) = t_4 \\ t(x \in AA, y \in BB, z = 0, \tau) = t_5 \\ t(x \in L1 + A, y \in L2, z = \delta_{\alpha\alpha}, \tau) = t_6 \\ t(x \in [(L1 + A)...AA], y \in L2 + B, z = \delta_{\alpha\alpha}, \tau) = t_7 \\ t(x \in [L1...AA], y \in [(L2 + B)...BB], z = \delta_{\alpha\alpha}, \tau) = t_8 \\ t(x \in L2, y \in [L2...BB], z = \delta_{\alpha\alpha}, \tau) = t_9 \\ t(x = L1 + A/2, y = L2 + B/2, z = \delta_{\alpha\alpha}, \tau) = t_{10} \end{cases} \\
 3. \quad & t_{\alpha\alpha}(x, y, z, \tau = 0) = t_{\alpha\alpha 0} \\
 4. \quad & R^{\tau=0} = 0; R^{\tau+\Delta\tau} = R^{\tau} + \Delta R \\
 5. \quad & \begin{cases} N = M; \tau \in T_p \wedge \frac{\partial t}{\partial \tau} < \left(\frac{\partial t}{\partial \tau} \right)_{\max} \\ N = M - \Delta M; \tau \in T_p \wedge \frac{\partial t}{\partial \tau} \geq \left(\frac{\partial t}{\partial \tau} \right)_{\max} \\ N = M - \Delta M; \tau \in T_{\text{сост}} \wedge \text{abs} \left(\frac{\partial t}{\partial \tau} \right) < \left(\frac{\partial t}{\partial \tau} \right)_{\max} \\ N = 0; \tau \in T_{\text{сост}} \wedge \text{abs} \left(\frac{\partial t}{\partial \tau} \right) \geq \left(\frac{\partial t}{\partial \tau} \right)_{\max} \end{cases}
 \end{aligned}
 \tag{11}$$

Численная аппроксимация математической модели (11) также выполнена по неявной разностной

схеме дробных шагов. Вывод прогоночных коэффициентов для математических моделей (9, 11) приведен в [16]. Адаптация прогоночных коэффициентов на границах выполнена по неявной разностной схеме ГУ I рода.

Производственные испытания экспериментального образца ЦАРМ позволили впервые обеспечить "мягкий" температурный режим при перестройке температурного поля после включения и выключения нагревателей с выполнением всех температурных ограничений СНиП 3.03.01-87*. Дополнительными преимуществами разработанного конструкторско-технологического решения явились:

- 1) повышение надежности технологического процесса зимнего бетонирования монолитных конструкций путем исключения человеческого фактора и гарантированного выполнения всех температурных ограничений, а также нейтрализацией блоком ЦАРМ возможных ошибок в расчете электрической сети нагревателей и последствий несовпадения расчетной и фактической температур воздуха;
- 2) энергосбережение до 50% за счет полезного использования тепловой инерции бетона.

В качестве тестовой задачи с разработкой управляющей программы на алгоритмическом языке Borland Builder C++ после численной реализации математической модели (9) на рис. 6 представлены результаты работы управляющего программного обеспечения ЦАРМ на примере зимнего бетонирования одиночной колонны монолитного каркаса на строительном объекте в Новосибирске.

1. Попов Ю.А. Управляемые режимы тепловой обработки бетона / Ю.А. Попов, В.В. Молодин, Ю.В. Лунев // Бетон и железобетон. - 2006. - №5. - С.10-12.
2. Молодин В.В. Энергосберегающая технология зимнего бетонирования фундаментных плит / В.В. Молодин, Ю.В. Лунев // Бетон и железобетон. - 2006. - №6. - С. 3-5.
3. Молодин В.В. Зимнее бетонирование строительных конструкций жилых и гражданских зданий в монолитном исполнении / В.В. Молодин, Е.К. Усинский // Изв. Вузов. Строительство. - 2007. - №6. - С. 51-60.
4. Молодин В.В. Управляемый температурный режим тепловой обработки бетона при зимнем бетонировании элементов монолитного каркаса жилых и гражданских зданий / В.В. Молодин, С.Н. Андриевский, Ю.В. Лунев // Изв. Вузов. Строительство. - 2007. - №7. - С. 55-64.
5. Молодин В.В. Бетонирование монолитных строительных конструкций в зимних условиях: монография / В.В. Молодин, Ю.В. Лунев. - Новосибирск: НГАСУ (Сибстрин), 2006. - 300 с.
6. СНиП 3.03.01-87*. Несущие и ограждающие конструкции / Госстрой России. - М.: ФГУП ЦПП, 2004. - 192 с.
7. Лагойда А.В. Энергосберегающие методы выдерживания бетона при возведении монолитных конструкций / А.В. Лагойда, Н.Н. Данилов, И. Б. Заседателев, А.Р. Соловьянчик // Бетон и железобетон. - 1988. - №9. - С. 45-47.
8. Миронов С.А. Теория и методы зимнего бетонирования / С.А. Миронов. - М.: Стройиздат, 1975. - 700 с.
9. Молодин В.В. Зимнее бетонирование монолитных строительных конструкций: Рекомендовано Новосибирским региональным отделением УМО РФ по образованию в области стр-ва

- в качестве учебного пособия для ст-тов, обучающихся по направлению "Строительство" / В.В. Молодин. - Новосибирск: Изд-во НГАСУ (Сибстрин), 2007. - 184 с.
10. Попов Ю.А. Использование цифрового автоматического регулятора мощности при зимнем бетонировании строительных конструкций / Ю.А. Попов, В.В. Молодин, Ю.В. Лунев, А.С. Суханов // Сб. "Математика. Механика. Информатика". Тр. Всерос. науч. конф. - Челябинск: Изд-во ЧГУ, 2007. - С.152-159.
11. Решение ФГУ ФИПС №2006127057/03(029371) о выдаче патента на изобретение "Устройство для автоматического регулирования температурного режима при тепловой обработке монолитных железобетонных конструкций" (Патентообладатели: НГАСУ (Сибстрин), Конструкторско - технологический институт вычислительной техники СО РАН и ООО "Евросити" (г. Новосибирск)).
12. Зубков В.И. Проектирование технологии бетонирования в зимних условиях: учебное пособие / В.И. Зубков, П.Н. Бондаренко, В.В. Молодин. - Новосибирск: Изд-во НИСИ, 1989. - 88 с.
13. Рекомендации по производству бетонных работ в зимних условиях / НИИЖБ Госстроя СССР. - М.: Стройиздат, 1979. - 101 с.
14. Руководство по производству бетонных работ в зимних условиях в районах Дальнего Востока, Сибири и Крайнего Севера / ЦНИИОМТП Госстроя СССР. - М.: Стройиздат, 1982. - 213 с.
15. Яненко Н.Н. Метод дробных шагов решения многомерных задач математической физики / Н.Н. Яненко. - Новосибирск: Изд-во НГУ, 1966. - 364 с.
16. Попов Ю.А. Методы решения актуальных научно-технических задач в строительстве: Рекомендовано Новосибирским региональным отделением УМО РФ по образованию в области стр-ва в качестве учебного пособия для ст-тов, обучающихся по направлению "Строительство" / Ю.А. Попов, Т.В. Богатырева, В.С. Лаптев и др. - Новосибирск: Изд-во НГАСУ (Сибстрин), 2006. - 212 с.

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

Р.Н. ЧЕРНОУСОВ, инж., Н.Н. ЧЕРНОУСОВ, канд. техн. наук, доц., Б.А. БОНДАРЕНКО, д-р техн. наук, проф. (Липецкий государственный технический ун-т); А.А. КОРАБЛИН, инж. (ООО "НТО "Эксперт")

ПРОДАВЛИВАНИЕ ПЛИТ НА ОСНОВЕ ШЛАКОБЕТОНА

Изучение работы используемого в дорожном строительстве шлакобетона на продавливание имеет важное значение, так как дорожные плиты при действии сосредоточенных сил могут разрушаться от продавливания по замкнутой поверхности.

Согласно [1], расчет на продавливание плитных конструкций без поперечной арматуры рекомендуется производить по формуле

$$F \leq F_u = R_{bt} A_b, \quad (1)$$

где F - продавливающая сила; F_u - несущая способность на продавливание; A_b - расчетная площадь; R_{bt} - расчетное сопротивление бетона растяжению.

При расчете несущей способности плит на продавливание основную сложность представляет вопрос назначения предела прочности на растяжение, который решается путем экспериментального определения этого показателя методом расклинивания [2].

В связи с использованием в конструкциях жестких покрытий городских дорог и тротуаров бетонов на основе вторичных отходов и с целью уточнения применения формулы (1) к расчету конструкций из мелкозернистого шлакобетона возникла необходимость проведения испытаний на продавливание. С целью определения несущей способности конструкций опорных и дорожных плит для круглых колодцев на продавливание были проведены испытания на данный вид нагружения опытных образцов-моделей плит. Последние имели размер в плане 20х20 см и высоту 20 мм (рис. 1).

Для испытаний использовали 4 серии образцов:

- Серия "Ш", класс В20 (портландцемент М500, литой шлаковый щебень доменного производства фракции 5...20 мм, кварцевый песок)

- Серии 2...4 ("О-1", "О-2", "О-3"), классы В20, В15, В10 соответственно (портландцемент М500, отсеив от дробления литого шлакового щебня доменного производства фракции 0...5 мм).

При испытаниях плиты устанавливались на приспособление в виде прямоугольной в плане обоймы

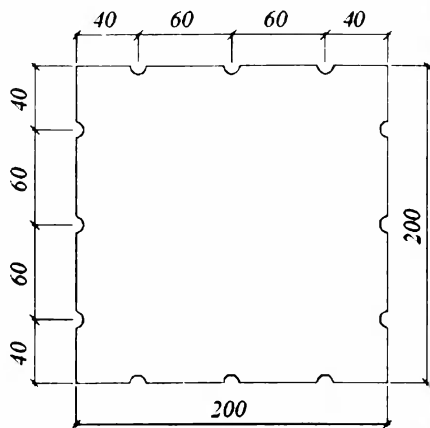


Рис. 1. Образец для испытания

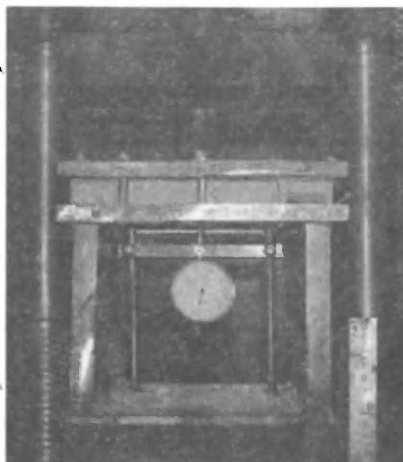


Рис. 2. Общий вид установки и образца в момент перед испытанием

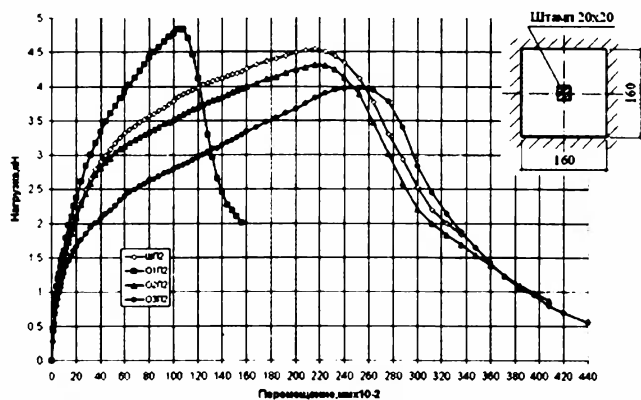
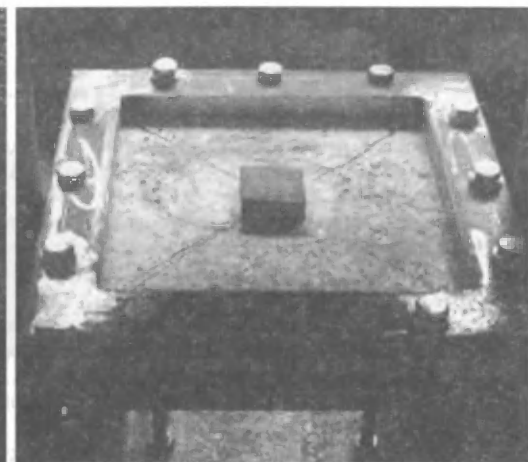


Рис. 3. Зависимость перемещений от нагрузки в центре плит, продавливание штампом 20x20 мм

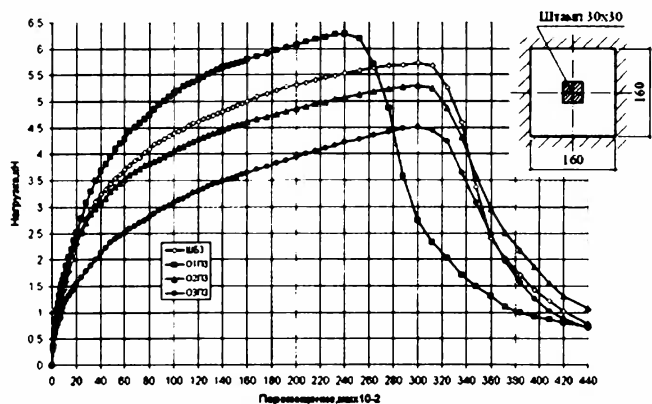


Рис. 4. Зависимость перемещений от нагрузки в центре плит, продавливание штампом 30x30 мм

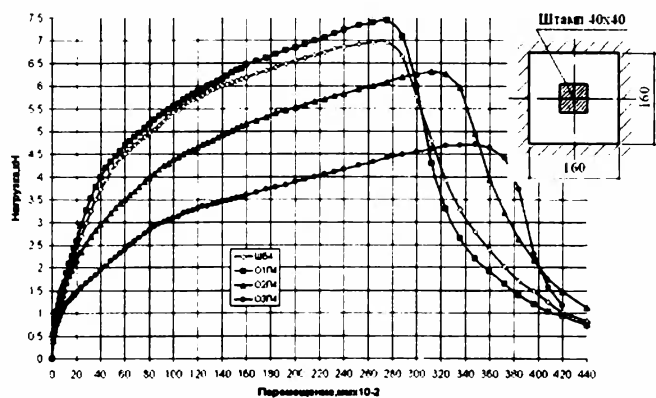


Рис. 5. Зависимость перемещений от нагрузки в центре плит, продавливание штампом 40x40 мм

размером 16x16 см (в чистоте). Сверху образцов размещали металлическую раму, которую с помощью анкеров, закрепленных на обойме и пропущенных через раму, прижимали к образцу, обеспечивая его заземление по контуру. Нагрузку от прессы на образец передавали через металлические штампы размерами в плане 2x2, 3x3 и 4x4 см (рис. 2).

Зависимости перемещений от нагрузки в центре плит приведены на рис. 3, 4, 5.

При испытаниях наблюдали две стадии работы образцов. В первой стадии нагрузка возрастает до критического уровня, фиксируется пирамида продавливания, регистрируется разрушающая нагрузка. Эта стадия завершается пиком на графике "нагрузка – перемещения". Критическая разрушающая нагрузка достигалась при перемещениях вдоль действия сил при продавливании штампом 20x20 мм – 1,07...2,52 мм (рис. 3); при продавливании штампом 30x30 мм – 2,4...3,0 мм (рис. 4), при продавливании штампом 40x40 мм – 2,73...3,13 мм (рис. 5).

Вторая стадия включает доведение образца плиты до физического разрушения (закритическая область). Дальнейшее приложение нагрузки на пирамиду приводит к возникновению в ней моментов, происходит дальнейшее выдавливание пирамиды и ее разрушение. Нагрузка и перемещения, при которых происходило полное физическое разрушение, приведены в табл. 1.

Наблюдения показали, что угол наклона граней пирамиды обрушения составляет примерно 45°. Вид образцов после испытаний приведен на рис. 6.

Опытные значения разрушающей нагрузки сравнивали с подсчитанными значениями по формуле (1) и по формуле (2), полученной в результате математической обработки опытных данных

$$F \leq F_u = 0,85 \cdot R_{bt} \cdot A_b \quad (2)$$

Результаты обработки экспериментальных данных приведены в табл. 2.

Данные испытаний опытных образцов на продавливание

Марка образца	Продавливание (критическая стадия разрушения)		Физическая стадия разрушения (закритическая область)	
	Экспериментальная нагрузка продавливания (F), кН	Перемещение, мм	Разрушающая закритическая нагрузка (F_{Str}), кН	Перемещение, мм
Продавливание штампом 20x20 мм				
ШП2	4,55	2,15	1,85	3,35
О1П2	4,85	1,07	2,1	1,55
О2П2	4,3	2,2	0,86	4,08
О3П2	3,98	2,52	0,55	4,4
Продавливание штампом 30x30 мм				
ШП3	5,72	3,0	0,22	5,0
О1П3	6,29	2,4	0,25	5,0
О2П3	5,3	3,0	0,62	5,0
О3П3	4,52	3,0	0,75	4,4
Продавливание штампом 40x40 мм				
ШП4	7,0	2,73	0,3	5,0
О1П4	7,45	2,75	0,35	5,0
О2П4	6,3	3,13	0,6	5,0
О3П4	4,71	3,48	1,15	4,2

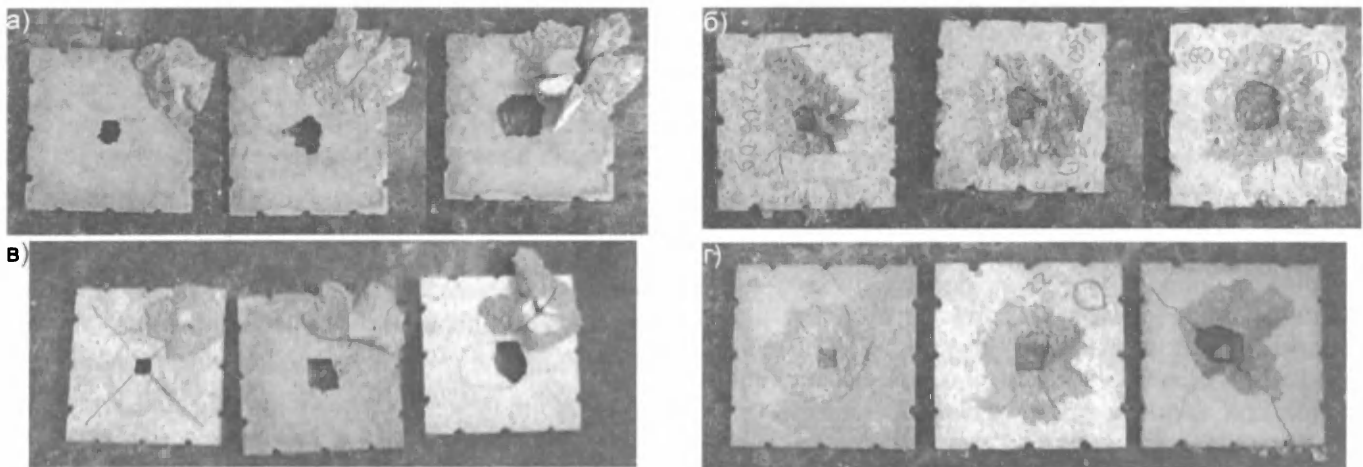


Рис. 6. Общие виды физического разрушения образцов

а - вид со стороны силы (серия ШП); б - пирамида продавливания (серия ШП); в - вид со стороны силы (серия О2П); г - пирамида продавливания (серия О2П)

Таблица 2

Анализ экспериментальных данных на продавливание

Марка образца	Прочность бетона, МПа		Расчетная площадь, (A_b), мм ²	Нагрузка продавливания, кН		Коэффициент запаса	
	при сжатии (R_m)	при растяжении (R_{bt})		по (1) F_{u1}	по (2) F_{u2}	F / F_{u1}	F / F_{u2}
ШП2	26,2	1,83	3200	5,85	4,97	0,78	0,92
О1П2	26,6	1,86	3200	5,95	5,05	0,82	0,96
О2П2	19,5	1,49	3200	4,78	4,06	0,90	1,06
О3П2	14,4	1,33	3200	4,27	3,63	0,93	1,10
ШП3	26,8	1,82	4000	7,27	6,18	0,79	0,93
О1П3	26,9	1,82	4000	7,25	6,16	0,87	1,02
О2П3	18,5	1,42	4000	5,69	4,84	0,93	1,10
О3П3	13,8	1,28	4000	5,12	4,35	0,88	1,04
ШП4	26,6	1,78	4800	8,56	7,28	0,82	0,96
О1П4	27,1	1,92	4800	9,24	7,85	0,81	0,95
О2П4	16,4	1,40	4800	6,71	5,7	0,94	1,11
О3П4	13,2	1,07	4800	5,15	4,38	0,91	1,08

На основании анализа экспериментальных данных расчет несущей способности при местном нагружении опорных и дорожных плит для круглых колодцев из мелкозернистого шлакобетона предлагается производить по формуле (2), обеспечивающей удовлетворительную сходимости расчетных параметров с опытными (при расхождении не более 10,5%).

1. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры.
2. Бондарев Б.А., Черноусов Р.Н. Определение модуля упругости и предела прочности сталефибробетона при растяжении методом расклинивания. // Научный вестник ВГАСУ. Строительство и архитектура. - 2008. - №3 (11). - С.67-71.

Б.В. КАРАБАНОВ, д-р техн. наук ("ПОИСК1")

ПРИБЛИЖЕННАЯ ОЦЕНКА ПРОГИБОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ПК ЛИРА

При проектировании многоэтажных монолитных железобетонных зданий при расчете плит перекрытий необходимо определять прогибы и соотносить их с требованиями по второй группе предельных состояний. Однако имеющиеся в проектной практике расчетные комплексы SCAD и Лира не позволяют получить нужные результаты. SCAD Office-11 в программе Арбат (версия 5.1.3.1) рассматривает расчет только одноячейковой железобетонной плиты перекрытия с различными условиями опирания по контуру. Программный комплекс Лира 9.0 по методике нелинейных конечных элементов позволяет рассматривать различные проектные ситуации по геометрии, армированию и по условиям опирания железобетонных плит перекрытия, однако рассчитывать прогибы железобетонных плит при длительном действии нагрузки, как это требуют нормы СНиП [1], не удастся (прогибы по Лире 9.0 можно определить только при кратковременном действии нагрузки).

Специальные программы по расчету железобетонных плит перекрытий по прогибам не продаются, поскольку один раз проданная программа в дальнейшем может стать контрафактной. Эта практическая проблема заставляет искать решение на путях приближенной, но достаточно точной оценки прогибов железобетонных плит перекрытий с использованием стандартного комплекса Лира 9.0.

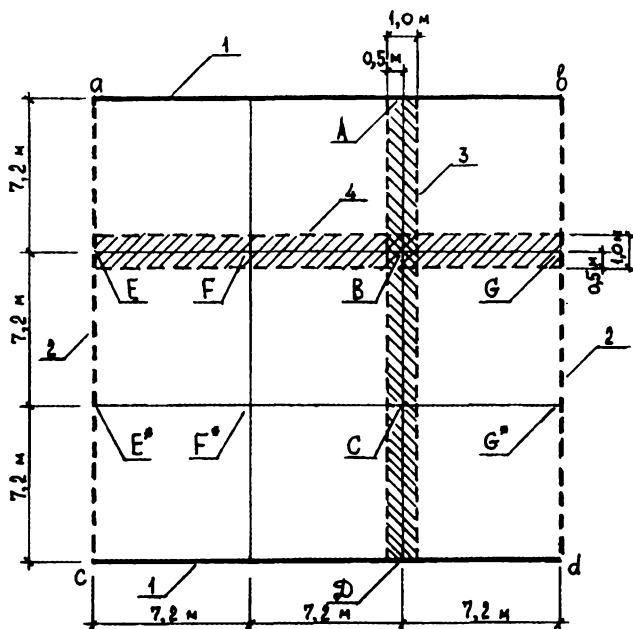
В 60-е годы прошлого века в США при отсутствии достаточного обеспечения ЭВМ программными средствами был проведен анализ аналогичного вопроса по расчету прогибов железобетонных балок с использованием "измененного модуля упругости бетона". При использовании последнего расчета, выполняемые при действии кратковременных нагрузок, позволяли получить достаточно точные значения прогибов при действии длительных нагрузок такой же величины [2, 3]. Данный подход по сути является корреляционной "подгонкой": в алгоритме расчета деформаций от кратковременных нагрузок задается "подгоночный" модуль деформации бетона при сжатии $E'_b < E_b$ (E_b – модуль упругости бетона при сжатии), при котором удается получить близкий по точности прогиб при действии

аналогичных длительных нагрузок, интенсивность которых равна интенсивности заданных кратковременных нагрузок.

Применительно к расчету прогибов железобетонных плит перекрытий подход на основе [3] может быть использован следующим образом. В СНиПе [4] переход от кривизны железобетонного элемента без трещин от кратковременных нагрузок к кривизне при действии длительных нагрузок при нормальной влажности воздуха (40-75%) осуществляется с помощью деления модуля упругости бетона E_b на коэффициент 2, который учитывает влияние длительной ползучести бетона на деформации железобетонного элемента без трещин. Проверка результатов вычислений на ПК Лира 9.0 по нелинейной методике с использованием "подгоночного" модуля деформации $E^*_b = E_b/2$ показала, что погрешность вычислений прогибов даже в тех случаях, когда образовывались трещины при заданных нагрузках, не превышала 15 %, что допустимо в практических расчетах.

Выполним расчет прогибов фрагмента железобетонной плиты перекрытия с ячейками в плане 3x3 и пролетами по 7,2 м (см. рисунок). По торцам зачастую устраиваются железобетонные стены 1. Бетон плиты класса В25, толщина плиты 22 см. Вдоль продольных краев из условия прочности свободно висящих краев плиты расположена бортовая балка 2 сечением 20x40 (h) см. Длительно действующая нагрузка, при которой определяются прогибы, составляет 0,75 тс/кв.м. Из условий прочности устанавливается нижняя арматура 5Ø16 А1П на п.м, верхняя арматура в пролете 5Ø12 А1П; на промежуточных опорах верхняя арматура усиливается на 5Ø16 А1П и составляет 5Ø12 А1П + 5Ø16 А1П.

По Лире 9.0 с использованием методики нелинейных конечных элементов вычисляем прогибы, задавая закон деформирования для бетона 15. При этом задаем следующие исходные данные: "подгоночный" модуль деформации бетона при сжатии $E^*_b = E_b/2 = 1,53 \times 10^5$ кгс/кв.см; модуль деформации бетона при растяжении $E_{bt} = 0,5E_b$ [5] = $1,53 \times 10^5$ кгс/кв.см;



Фрагмент монолитной плиты перекрытия

1 - торцевая монолитная железобетонная стена; 2 - бортовая железобетонная балка; E, E*, F, F*, B, C, G, G* - места опирания на железобетонные колонны; 3, 4 - опорные полосы шириной 1,0 м вдоль линий A, B, C, D и E, F, G соответственно

расчетное сопротивление бетона класса В25 при сжатии – 148 кгс/кв.см, при растяжении 10,7 кгс/кв.см (табл.13 СНиП [4]); предельная сжимаемость бетона 0,002; предельная растяжимость 0,0002. Для экспоненциального закона деформирования арматуры задаются: модуль упругости арматуры при сжатии и растяжении $2,1 \times 10^6$ кгс/кв.см; условная средняя величина для прочности арматуры растяжению $4000 / (1 - 1,64 \times 0,06) = 4440$ кгс/кв.см, сжатию – 4440 кгс/кв.см.

Наибольшие прогибы получены в угловых ячейках фрагмента плиты перекрытия. При допустимой величине прогиба 3,46 см [1] максимальный прогиб составляет 4,26 см. Из этого следует, что в угловых ячейках требования второй группы предельных состояний заставляют усилить армирование.

Точность вычислений прогибов по предлагаемой методике (ПМ) покажем на двух тестовых примерах.

В тестовом примере 1 рассматривается надколонная полоса по линии ABCD (см. рисунок), представляющая собой трехпролетную железобетонную балку сечением 100x22 (h) см. При расчете фрагмента плиты по ПМ при равномерно распределенной нагрузке 0,75 тс/кв.м прогиб в крайнем пролете на участке АВ равен 3,59 см. По программе Арбат в железобетонной надколонной полосе по линии ABCD подбором определяем, что прогиб в крайнем пролете 3,59 см достигается при погонной равномерно распределенной нагрузке 0,935 тс/п.м. При

этой нагрузке в рассматриваемой надколонной полосе шириной 1 м, используя нелинейную методику Лира 9.0 применительно к ПМ, получаем прогиб в крайнем пролете 3,14 см. Разница в прогибах, вычисленных по ПМ для фрагмента плиты перекрытия и для надколонной полосы на участке АВ, составляет 12,5%.

По тестовому примеру 2 для надколонной полосы по линии EFBG (см. рисунок) разница в аналогичных прогибах равна 10,9% (прогиб в крайнем пролете во фрагменте 3,31 см, для надколонной железобетонной полосы 2,95 см). Отметим, что отличие в результатах вычислений для тестовых примеров 1 и 2 связано с разными контурными условиями вдоль краев ab, cd (опирание на торцевые стены жесткости) и ac, bd (опирание на бортовую балку и колонны в точках E, E* и G, G*).

Представляет интерес сравнение прогибов, вычисленных с учетом упругой стадии и с учетом специфики железобетона. Например, наибольший прогиб в угловой зоне примера фрагмента железобетонной плиты, как указано выше, равен 4,26 см, а в упругой стадии этот прогиб составляет 0,79 см (в 5,4 раза меньше). Поскольку коэффициент, равный отношению прогибов железобетонного элемента с учетом специфики железобетона и этого же элемента в упругой стадии, находится в широком диапазоне (3...6), поиски единого "универсального" подгоночного коэффициента следует признать некорректными.

Вывод

На основе исследований [3] предложен приближенный способ определения прогибов железобетонных плит перекрытий. В алгоритме нелинейной методики расчета прогибов на Лире 9.0 задается измененный модуль деформации бетона при сжатии (в два раза меньший модуля упругости бетона при сжатии), позволяющий учесть длительность действия нагрузки и достаточно точно оценить прогибы железобетонных плит. Точность вычислений контролируется с помощью тестовых примеров (погрешность не превышает 15%).

Библиографический список

1. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия/Гострой СССР. - М.: ГУП ЦПП, 2000. - 44 с.
2. Рокач В.С. Деформация железобетонных изгибаемых элементов (Зарубежные исследования). - Киев, изд. "Будівельник", 1968. - 100 с.
3. Wei-Wen-Gu., Winter G. Instantaneous and long-time deflections of reinforced concrete beams under working loads. - ACI Journal. - Vol. 32. - №1, July 1960. - p. 53-57.
4. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции/Гострой СССР. - М.: ЦИТП, 1989. - 79 с.
5. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс. Учебник для вузов. - М.: Стройиздат, 1985. - 728 с.

НОВЫЙ ПОДХОД К ОЦЕНКЕ ПРОЧНОСТИ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

Применение сталежелезобетонных перекрытий при строительстве высотных зданий является особенно эффективным. По сравнению с чисто стальными каркасами зданий, возведение сталежелезобетонных конструкций позволяет получить существенную экономию металла при сохранении тех же темпов строительства.

Включение стальных элементов в монолитные плиты перекрытий ведет к увеличению их несущей способности и ускорению сроков распалубки, а в случае применения стального профилированного настила и использование его в качестве несъемной опалубки. При этом сталежелезобетонные конструкции сохраняют основные качества железобетона – огнестойкость и долговечность [1].

Одним из наиболее распространенных типов сталежелезобетонных перекрытий являются железобетонные монолитные плиты по стальным прогонам или комбинированные плиты (см. рис. 1).

Помимо этого, в зависимости от расположения стальных элементов в поперечном сечении, сталежелезобетонные перекрытия разделяют на железобетонные монолитные плиты с включением стальных элементов в поперечном сечении у растянутой грани и железобетонные монолитные плиты с включением стальных элементов по всей высоте сечения.

Например, к частному случаю железобетонных монолитных плит с включением стальных элементов в поперечном сечении у растянутой грани относятся сталежелезобетонные перекрытия со стальными профилированными настилами.

В качестве стальных элементов для сталежелезобетонных перекрытий применяют прокатные или сварные профили таврового, швеллерного, коробчатого сечений, в виде листовой или трубчатой стали, в виде профилированного настила.

Однако следует упомянуть, что на фоне широкой мировой практики применения сталежелезобетонных перекрытий при строительстве высотных зданий в России сталежелезобетонные конструкции широкого применения не нашли. Проблема эта связана с недостаточной изученностью данного вопроса и, как следствие, отсутствием соответствующих нормативных документов по расчету и проектированию сталежелезобетонных конструкций, подобных европейскому стандарту "Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures".

В России основными действующими документами являются: "Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой" 1978 г. [2] и "Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом" 1987 г. [3].

Методы расчета сталежелезобетонных перекрытий, изложенные в этих документах и принимаемые при проектировании, основываются на расчете по предельным усилиям. Несущая способность сталежелезобетонной конструкции определяется из решения системы уравнений равновесия внешних и внутренних предельных усилий в сечении. При этом принимается условное равномерное распределение предельных напряжений в бетоне и в стали в сжатой и растянутой зонах сечения независимо от характера распределения деформаций в этих материалах [2].

Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых сталежелезобетонных элементов производится в зависимости от трех случаев положения нейтральной оси по отношению к стальному элементу:

Случай 1 – нейтральная ось не пересекает профиль стального элемента;

Случай 2 – нейтральная ось пересекает стенку профиля стального элемента;

Случай 3 – нейтральная ось пересекает полку профиля стального элемента.

Высота сжатой зоны X для прямоугольного сечения по случаю 1 определяется по формуле:

$$x = \frac{R_{аж} \cdot F_{аж} + R_a \cdot F_a - R_{ac} \cdot F'_a}{b \cdot R_{np}} < \bar{a}$$

Если $x \leq \xi_R h_o$, то прочность определяется из условия:

$$M \leq R_{np} \cdot b \cdot x \cdot (h_o - 0,5x) + R_{ac} \cdot F'_a \cdot (h_o - a')$$

Если $x > \xi_R h_o$, то прочность определяется из условия:

$$M \leq R_{np} \cdot b \cdot h_o^2 \cdot \xi_R \cdot (1 - 0,5\xi_R) + R_{ac} \cdot F'_a \cdot (h_o - a')$$

Очевидно, что указанные документы к настоящему моменту устарели. Возведение высотных общественных и жилых зданий в России, где, как показывает опыт зарубежного строительства, будут востребованы сталежелезобетонные перекрытия, год от года набирает обороты. Поэтому необходима разработка современных методов расчета подобных конструкций.

Расчет прочности нормальных сечений сталежелезобетонных перекрытий предлагается выполнять по адаптированной нелинейной деформационной модели, принятой для расчета железобетонных конструкций [4].

Адаптация деформационной модели состоит в учете совместной работы железобетонной части поперечного сечения конструкции и стального

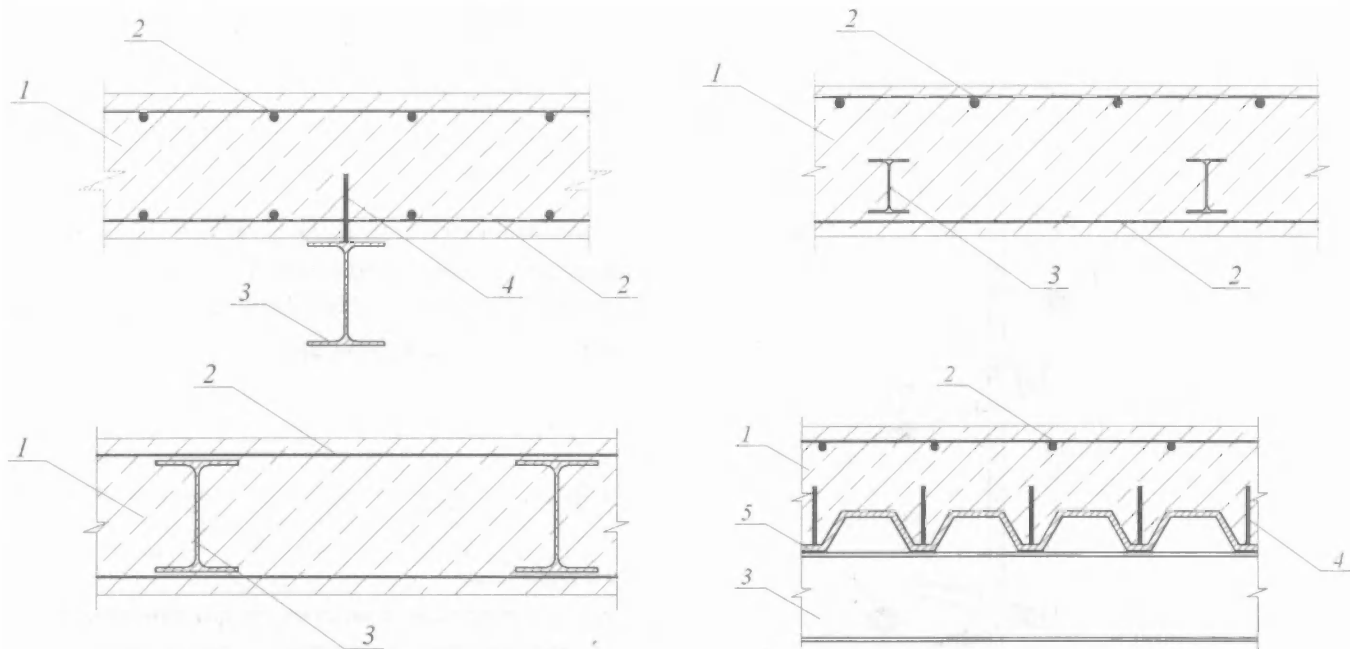


Рис. 1. Типы сталежелезобетонных перекрытий

1 - монолитный бетон; 2 - гибкая арматура; 3 - стальной прокатный элемент (двутавр, швеллер); 4 - вертикальный анкер; 5 - гнутосварной профиль (ГСП)

элемента. Предложенная деформационная модель учитывает напряженно-деформированное состояние в стальных элементах, возникшее на первой стадии работы конструкции (стадии возведения).

Расчет по прочности нормальных сечений сталежелезобетонных перекрытий на основе нелинейной деформационной модели производят из условия, чтобы усилия от расчетных нагрузок не превышали усилий, которые могут быть восприняты сечением бетона, стали и арматуры при достижении предельных значений деформаций в каком-либо из этих материалов.

Переход от эпюры напряжений в бетоне к обобщенным внутренним усилиям определяют с помощью процедуры численного интегрирования напряжений по нормальному сечению. Для этого при изгибе в плоскости оси симметрии поперечного сечения элемента нормальное сечение по высоте сечения условно разделяют на малые участки. Напряжения в пределах малых участков принимают равномерно распределенными (усредненными).

Напряжения на элементарных участках бетона, стали и в арматуре определяют по соответствующим деформациям с использованием диаграмм состояния (деформирования) этих материалов. Диаграммы состояния представляются в виде системы узловых (базовых) точек, соединенных между собой прямыми линиями, с параметрами, определяющими наиболее характерные стадии напряженно-деформированного состояния материалов.

Уравнения равновесия внешних сил и внутренних усилий в нормальном сечении сталежелезобетонного перекрытия записывается в виде:

$$M = \sum_i \sigma_{bi} A_{bi} Z_{bi} + \sum_j \sigma_{sj} A_{sj} Z_{sj} + \sum_k \sigma_{stk} A_{stk} Z_{stk}; \quad (1)$$

$$\sum_i \sigma_{bi} A_{bi} + \sum_j \sigma_{sj} A_{sj} + \sum_k \sigma_{sk} A_{sk} = 0. \quad (2)$$

где M - изгибающий в плоскости оси симметрии поперечного сечения элемента момент от внешней нагрузки, определяемый из статического расчета конструкции; A_{bi} , Z_{bi} , σ_{bi} - площадь, координата центра тяжести i -го участка бетона и напряжение на уровне его центра тяжести; A_{sj} , Z_{sj} , σ_{sj} - площадь, координата центра тяжести j -го стержня арматуры и напряжение в нем; A_{stk} , Z_{stk} , σ_{stk} - площадь, координата центра тяжести k -го участка стальной части конструкции и напряжение на уровне его центра тяжести.

При этом сечение сталежелезобетонного перекрытия рассматривается как набор из i -тых элементарных участков бетона, из j -тых стержней арматуры и из k -тых элементарных участков стальной части конструкции, в пределах которых принимается равномерное распределение напряжений (рис. 2).

Распределение относительных деформаций бетона, стали и арматуры по высоте сечения сталежелезобетонного перекрытия принимается исходя из гипотезы плоских сечений.

Уравнения, определяющие деформации на элементарных участках бетона, стали и стержнях арматуры в поперечном сечении сталежелезобетонного

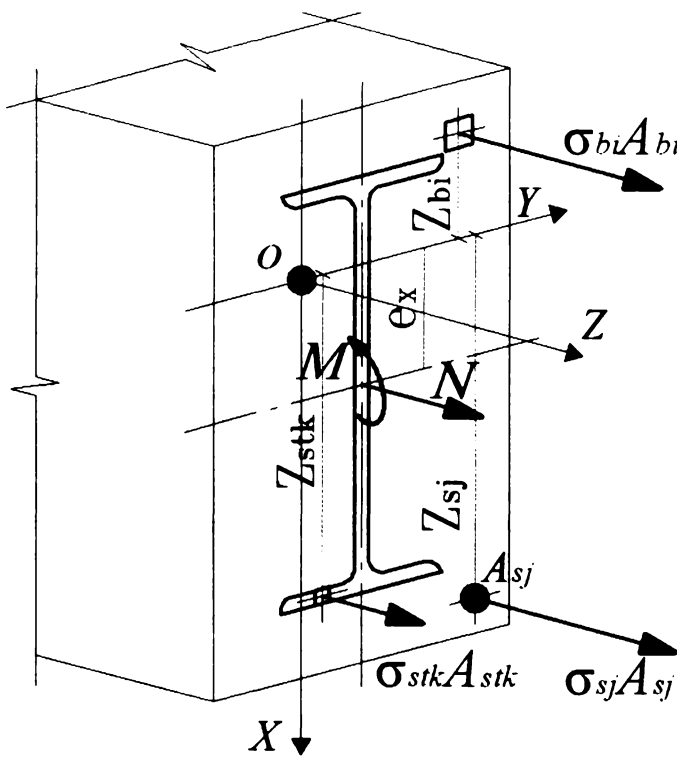


Рис. 2. Расчетная схема нормального сечения сталежелезобетонного перекрытия

перекрытия, в зависимости от которых находят напряжения, записываются в виде:

$$\text{деформации бетона } \varepsilon_{bi} = \varepsilon_o + \frac{1}{r} Z_{bi} \quad (3)$$

$$\text{деформации арматуры } \varepsilon_{sj} = \varepsilon_o + \frac{1}{r} Z_{sj} \quad (4)$$

$$\text{деформации стали } \varepsilon_{stk} = \varepsilon_o + \frac{1}{r} Z_{stk} + \varepsilon_{stk(1)}, \quad (5)$$

где ε_o - относительная деформация волокна, расположенного на пересечении выбранных осей (в точке O); $\frac{1}{r}$ - кривизна продольной оси в рассматриваемом поперечном сечении элемента в плоскостях действия изгибающего момента M ; $\varepsilon_{stk(1)}$ - относительные деформации на рассматриваемых участках стального элемента, возникающие на первой стадии работы перекрытий до затвердения монолитного бетона и определяемые согласно указаниям норм проектирования стальных конструкций.

Сопротивление бетона растянутой зоны не учитывается, принимая при $\varepsilon_{bi} \geq 0$ напряжения $\sigma_{bi} = 0$.

Связь между осевыми напряжениями и относительными деформациями бетона, стали и арматуры принимают в виде полных диаграмм состояния бетона, стали и арматуры.

Зависимость, связывающая напряжения и относительные деформации стали, записывается в виде:

$$\sigma_{stk} = E_{stk} \nu_{stk} \varepsilon_{stk}, \quad (6)$$

где E_{stk} , ν_{stk} - модуль и коэффициент упругости k -го участка стального элемента.

Максимальный изгибающий момент M_{ult} , выдерживаемый сталежелезобетонной конструкцией, соответствует равенству деформаций ε_{max} и ε_{ult} хотя бы одного из следующих условий:

$$|\varepsilon_{b,max}| \leq \varepsilon_{b,ult} \quad (7)$$

$$|\varepsilon_{st,max}| \leq \varepsilon_{st,ult} \quad (8)$$

$$\varepsilon_{s,max} \leq \varepsilon_{s,ult} \quad (9)$$

где $\varepsilon_{b,max}$ - наибольшая относительная деформация наиболее сжатого волокна бетона в нормальном сечении конструкции от действия внешней нагрузки; $\varepsilon_{st,max}$ - относительная деформация стального элемента при растяжении или сжатии от действия внешней нагрузки; $\varepsilon_{s,max}$ - относительная деформация наиболее растянутого стержня арматуры от действия внешней нагрузки.

Предельное значение относительной деформации бетона $\varepsilon_{b,ult}$ принимается при двузначной эпюре деформаций равным $\varepsilon_{b2} = 0,0035$.

Предельное значение относительной деформации стального элемента $\varepsilon_{st,ult}$ (при растяжении - для растянутых участков со знаком "плюс", при сжатии - для сжатых участков со знаком "минус") принимают по абсолютному значению равным 0,025.

Предельное значение относительной деформации арматуры $\varepsilon_{s,ult}$ принимают равным 0,025.

Изложенная методика позволяет наиболее полно учитывать работу композитной конструкции при одновременном отказе от упрощений, принимаемых при расчете методом предельных усилий. Однако это решение приводит к усложнению алгоритмов и увеличению объемов вычислений, что, в свою очередь, в большинстве случаев потребует использования ЭВМ и разработки специальных компьютерных программ.

Библиографический список

1. Васильев П.А. Железобетон с жесткой арматурой. - М.: Государственное издательство строительной литературы, 1941. - 126 с.
2. Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой. - М.: Стройиздат, 1978. - 55 с.
3. Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом. - М.: Стройиздат, 1987. - 40 с.
4. СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры.

О РОЛИ СТРОИТЕЛЬНОЙ МЕХАНИКИ В ЗАДАЧЕ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

При проектировании конструкций делается выбор расчетной схемы с указанием генеральных размеров, очертаний элементов, форм и составов сечений, материалов, условий сочленения элементов в узлах, закреплений в "земле", видов воздействий.

Методами теории упругости и строительной механики выполняется статический расчет конструкции с заданными соотношениями жесткостей сечений, принимаемых постоянными по длинам элементов или участков. Для типовых конструкций в справочной и учебной литературе приведены расчетные формулы для определения внутренних усилий в расчетных сечениях. По условиям прочности делается подбор размеров наиболее опасного сечения, по которому определяются остальные по принятому соотношению. В нормах проектирования условия прочности составлены по упрощенным расчетным схемам, отражающим виды предельных состояний. Уточнение размеров сечений производится при проверке других ограничений метода расчетных предельных состояний. При таком подходе расходуется излишний материал. Поэтому надо подбирать размеры сечений в нескольких точках по длинам элементов. После двух-трех итераций статических расчетов соотношения жесткостей сечений стабилизируются, а материал распределится более эффективно. Это **первая проблема**.

Вторая проблема – низкая прочность бетона на растяжение. Постановка арматуры в растянутой зоне не устраняет раннее трещинообразование. Поэтому арматуре в растянутой и даже в сжатой зонах делают предварительное напряжение. Железобетон, с позиций строительной механики, – система статически неопределимая, в которой распределение внутренних усилий зависит от соотношений площадей сечений арматуры и бетона, а форма сечения определяется видом напряженных состояний. Сколько схем армирования, столько и решений. Возникает вопрос: какой критерий оптимальности решения выбрать – объем материалов, их стоимость или еще что-то? Существенно повысить прочность стандартного бетонного образца можно объемным обжатием с помощью внешних устройств по боковым граням в виде тросов и тяжей по диагоналям с постановкой центрального сердечника. Разделение армирования на центральное и периферийное связано с работой элемента на сжатие с изгибом, при этом напряжения от сжатия преобладают над напряжениями от изгиба. Рациональное размещение материалов определяется не только формой сечения, но и очертанием геометрической оси. Наиболее рационально распределен материал в сводах и безмоментных оболочках.

Таким образом, переход к внешнему преднапряжению посредством тросов и тяжей и заданием деформирования по более сложной кривой повысит жесткость и прочность конструкции, а это можно считать решением второй проблемы.

Синтез конструкции и ее расчет в настоящее время неразделимы – это **третья проблема**. Роль строительной механики в задаче проектирования конструкций неизмеримо возросла. Исторически она складывалась как наука о способах определения усилий и перемещений в стержневых системах с заданными геометрическими и жесткостными характеристиками. В дальнейшем стержневыми системами стали аппроксимировать сплошную среду, что позволило свести двух- и трехмерные задачи теории упругости к одномерным. Переход от сплошной среды к стержневым моделям и наоборот частично стер грань между задачами теории упругости и строительной механики. Развитие вычислительной техники и применение матричного аппарата в описании характеристик сооружения породили идею МКЭ, что окончательно сблизило методы теории упругости и строительной механики. Сегодня методы строительной механики позволяют проследить все стадии напряженно-деформированных состояний конструкций от их изготовления, возведения, эксплуатации в различных режимах с доведением до разрушения. На кривой равновесных состояний "нагрузка – перемещение" можно отметить точки, в которых срабатывает одно из ограничений метода расчетных предельных состояний. Целесообразно ввести единый коэффициент запаса к этим точкам при подборе сечений. Учет переменности жесткостных характеристик сечений по длинам элементов ведет к необходимости уточнения системы ограничений метода расчетных предельных состояний.

При поэлементном подходе к расчету конструкций совершен переход от расчетной схемы сооружения к расчетным схемам отдельных элементов. Наибольшее применение получила схема с кинематическими граничными условиями и описанием напряженно-деформированных состояний внутри элементов с помощью функций перемещений. При стыковке элементов в узлах приходим к МКЭ, при стыковке по поверхностям контактов – к методу граничных элементов. Наиболее универсальной расчетной схемой МКЭ является смешанная*, в которой отделены смещения твердого тела от смещений, связанных с деформациями. Описание напряженно-деформированных состояний можно вести как с помощью функ-

Покровский А.А., Смешанная форма МКЭ в линейных задачах: Учебное пособие - Пенза, изд. ПГУАС, 2003 - с.100.

ций перемещений, так и функций напряжений. Система уравнений формируется по двум матрицам элементов – податливостей и геометрической, а решение уравнений смешанного типа можно вести по одному из алгоритмов – методом сил, методом перемещений и другими в зависимости от вида сооружения. Таким образом, решение третьей проблемы – в более широком применении строительной механики при синтезе конструкций.

Четвертая проблема – это слабые узлы. Соединение элементов в узлах производится с помощью упруго-податливых связей без предварительных напряжений, что приводит к существенному перераспределению внутренних усилий.

Пятая проблема – раздельный расчет надземной части и основания, что ведет к безусловным изменениям в распределении внутренних усилий и перемещений даже на примере неразрезной балки на упруго-податливых опорах. Для решения этой проблемы надо решить следующую – о трех углах поворота в точке упругого полупространства. В настоя-

щее время есть решение задачи о силе в точке упругого полупространства, направленной перпендикулярно или по касательной к плоскости. Шести компонентам перемещений в точке сечения стержня должно соответствовать шесть компонентов перемещений в точке сплошной среды. Решение этой проблемы можно вести применением пар сил с плечом e , приложенных в трех плоскостях упругого полупространства. Проблема стыка одномерного элемента и упругого полупространства с жесткостными характеристиками, отличающимися более чем на два порядка, заслуживает фундаментального исследования.

Заключение

Строительная механика сегодня должна более широко применяться при синтезе конструкций с рациональным распределением материалов сначала на уровне численных экспериментов, а в последующем – проведением экспериментов в натуре.

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПРОМЫШЛЕННЫХ ОТХОДОВ

Н.В. КАШИБАДЗЕ, Л.Х. ЗАГОРОДНИЮК, Л.Д. ШАХОВА (Белгородский государственный технологический ун-т им. В.Г. Шухова); С.В. ЯКОВЛЕВ (ГУП г. Москвы "Литейно-прокатный завод")

СТАЛЕПЛАВИЛЬНЫЙ ШЛАК В КАЧЕСТВЕ ЗАПОЛНИТЕЛЯ ПРИ ПРОИЗВОДСТВЕ ТЯЖЕЛЫХ БЕТОНОВ

На государственном унитарном предприятии "Литейно-прокатный завод" (Москва) при производстве стали в электроплавильных печах образуется значительное количество металлургических отходов: шлаков, окалины и пыли газоочистки. При достижении предприятием проектной мощности выход отвалных шлаков будет исчисляться десятками тысяч тонн. Складирование отходов потребует значительных площадей, возрастут расходы на содержание отвалов. Кроме того, дисперсные отходы будут загрязнять воздушный и водный бассейны. В связи с этим на этом заводе возникла необходимость утилизации отходов.

Сталеплавильные шлаки содержат повышенное количество оксидов железа, кальция и алюминия по сравнению с доменными шлаками. Литой шлак представлен силикатным стеклом, который имеет нечеткие дифракционные отражения в углах 4-30° (см. рисунок). В сталеплавильном шлаке обнаружено присутствие: анортита $\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2$, волластонита $\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$, диопсида $\text{CaO} \cdot \text{MgO} \cdot 2\text{SiO}_2$, шпинели $\text{MgO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$, вюститы FeO , форстерита $2\text{MgO} \cdot \text{SiO}_2$, мервинита $3\text{CaO} \cdot \text{MgO} \cdot 2\text{SiO}_2$. В мелких фракциях

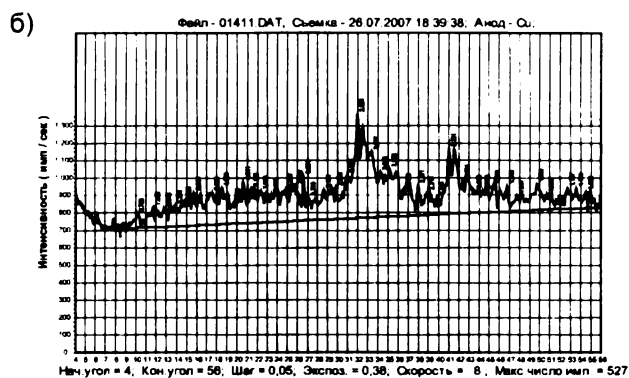
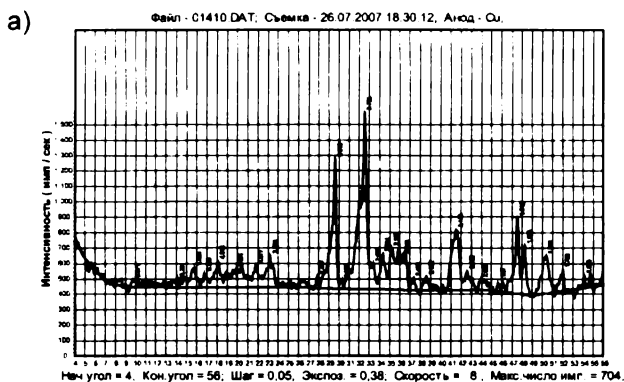
шлака присутствуют: дикальциевый силикат гамма-модификации γ - $2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$, однокальциевый силикат $\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$, монтичеллит $\text{CaO} \cdot \text{MgO} \cdot \text{SiO}_2$, шпинель $\text{MgO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$. Дикальциевый силикат при медленном охлаждении шлака переходит в гамма-модификацию (γ - $2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$), что сопровождается самопроизвольной диспергацией продукта.

Гидравлическую активность шлаков определяли соотношением основных оксидов по ГОСТ 3476-74 [1]. Коэффициент качества равен 1,52, что относит шлак ко второму сорту. В ГОСТ 31108-2003 [2] качество шлака оценивается отношением

$$\frac{(\text{CaO} + \text{MgO})}{\text{SiO}_2} > 1. \quad (1)$$

В используемом шлаке это соотношение составляет 1,38.

Таким образом, химический и минералогический составы шлаков определяют возможность их применения в производстве строительных материалов.



Составы бетонных смесей и физико-механические показатели бетонов

Номер серии	Расход материалов, кг, на 1 м ³ бетона						Средняя плотность, кг/м ³	Средняя прочность при сжатии, МПа	
	Цемент	Песок шлаковый фракций, мм		Щебень шлаковый фракций, мм		Частицы шлака менее 0,63 мм			В/Ц
		2,5-1,25	5-2,5	20-10	10-5				
1	480	1507	0	0	0	0	0,33	2057	24,97
2	740	1128	0	376	376	0	0,33	2733	36,03
3	480	740	0	554	554	0	0,38	2407	12,56
4	390	540	0	630	630	0	0,40	2250	6,67
5	660	1215	0	673	0	0	0,37	2650	23,40
6	740	0	1134	757	0	0	0,40	2748	27,63
7	350	0	0	0	1634	350	0,67	2386	6,60
8	565	0	1400	0	350	0	0,40	2380	28,84
9	440	0	1400	0	350	0	0,40	2254	18,62
10	390	0	1400	0	350	0	0,40	2200	17,57
11	360	0	1400	0	350	0	0,40	2164	16,35
12	340	0	1400	0	350	0	0,40	2140	14,37

Предварительно были определены требуемые показатели сталелитейного шлака литейно-прокатного завода на соответствие требованиям ГОСТ 5578-94 [3], в том числе на устойчивость против силикатного и железистого распадов. Как показали результаты исследований, шлак удовлетворяет всем установленным требованиям названного стандарта и может быть использован в качестве заполнителя в составе тяжелых бетонов.

В исследованиях применяли дробленый литой шлак разных фракций, мм: 20-10; 10-5; 5-2,5; 2,5-1,25; 1,25-0,63 и частицы размером менее 0,63 мм. Соотношение фракций заполнителей в составе тяжелого бетона было выбрано из условий наиболее плотной упаковки зерен. Водоцементное отношение (В/Ц) подбирали визуально для получения связной удобоукладываемой массы. Для опытов применяли портландцемент типа ПЦ500-Д0 ЗАО "Белгородский цемент". Щебень готовили из шлака фракций 20-10 и 10-5 мм. Песок применяли фракции: 5-2,5; 2,5-1,25 мм. Всего было приготовлено 12 смесей по 6 образцов 100x100x100 мм (см. таблицу).

Анализ полученных результатов показал, что наибольшей прочностью обладали образцы серии 2 (36,03 МПа при плотности 2733 кг/м³), в состав которых входят мелкий заполнитель фракции 2,5-1,25 мм и 5-2,5 мм, крупный заполнитель – щебень фракции 20-10 и 10-5 мм при большом расходе цемента (740 кг/м³). Такой расход считается неоправданно высоким. Поэтому, наряду со снижением расхода цемента в составах 3-4, был увеличен расход щебня фракции 20-10 и 10-5 мм. Снижение расхода цемента с 480 до 390 кг/м³ резко снизило прочность образцов с 12,56 МПа при плотности 2407 кг/м³ до 6,67 МПа при плотности 2250 кг/м³. Наименьшую прочность имели образцы серии 4, в составе которых использовался мелкий заполнитель фракции 5-2,5 мм и крупный заполнитель – щебень фракции 10-5 и 20-10 мм в соотношении 1:1. При таком соотношении фракций заполнителя пустотность была наибольшей, о чем свидетельствует самая низкая плотность из всех исследуемых составов, а наименьший расход цемента не обеспечил создания единого прочного конгломератного строения камня.

С целью максимального использования фракции 20-10 мм в составах 5-6 в шихту вводили фракции песка 2,5-1,25 и 5-2,5 мм, одновременно увеличивали расход цемента до 740 кг/м³. При этом полученная прочность образцов свидетельствует об образовании достаточно прочного конгломерата – 23,4 и 27,63 МПа. Представляется, что повышенный расход цемента в данных составах нецелесообразен, а повышенная прочность для мелкоштучных стеновых камней, предназначенных для малоэтажного строительства, неоправданно завышенной.

В составах 7-12 использовали щебень фракции 10-5 мм и песок фракции 5-2,5 мм. При этом расход цемента варьировался с 565 до 340 кг/м³. В состав 7 дополнительно вводили фракцию шлака менее 0,63 мм. В составах 8-12 сохранялось соотношение фракций 10-5 и 5-2,5 мм при постоянном снижении расхода цемента.

При использовании щебня фракции 10-5 мм и мелкой фракции шлака менее 0,63 мм при оптимальном расходе цемента (350 кг/м³) в составе 7 отмечалось резкое снижение прочности образцов до 6,6 МПа. Этот факт можно объяснить отсутствием связанного каркаса из заполнителя и вяжущего. При таком соотношении фракций указанных размеров не хватает цементного раствора для создания равномерной обмазки всех зерен заполнителя.

Результаты по прочности составов 8-12 показывают, что при снижении расхода цемента снижается плотность образцов при одновременном падении прочности. Сокращение расхода цемента с 565 до 340 кг/м³ (на 40%) привело к снижению прочности с 28,84 до 14,37 МПа (образцов составов 8 и 12 соответственно).

Для испытаний на морозостойкость были выбраны образцы следующих составов: 2 (как имеющий наибольшую прочность) и 12 (как оптимальный состав с минимальным расходом цемента и показывающий удовлетворительную прочность). Морозостойкость определяли по ГОСТ 10060.3-95 [4]. Как показали результаты испытаний, образцы бетонов составов 2 и 8 имеют марку по морозостойкости F200.

Прочность исследованных составов соответствует требованиям ГОСТ 6133-99 [5] по прочности при сжатии к маркам М300-М50 и морозостойкости F200.

На основании выполненных исследований по определению свойств сталелитейных шлаков можно рекомендовать их в качестве крупного заполнителя тяжелых бетонов. При производстве мелких стеновых камней в качестве заполнителей с использованием фракций 10-5, 5-2,5 мм и шлакового песка фракций 5-2,5 и 2,5-1,25 мм. Крупный заполнитель из литого шлака пригоден для получения бетонов марок М300-М50 и морозостойкостью F200. Для применения литого шлака в качестве крупного заполнителя предприятию необходимо иметь дробильно-сортировочное оборудование.

Библиографический список

1. ГОСТ 3476-74 Шлаки доменные и электротермофосфорные гранулированные для производства цемента.
2. ГОСТ 31108-2003 Цементы общестроительные. Технические условия.
3. ГОСТ 5578-94 Щебень и песок из шлаков черной и цветной металлургии для бетонов. Технические условия.
4. ГОСТ 10060.3-95 Бетоны. Дилатометрический метод ускоренного определения морозостойкости
5. ГОСТ 6133-99 Камни бетонные стеновые. Технические условия.

ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

*Р.Б. ГАРИБОВ, д-р техн. наук, И.И. ОВЧИННИКОВ, канд. техн. наук
(Саратовский государственный технический ун-т)*

ПРИМЕНЕНИЕ ТЕОРИИ СТРУКТУРНЫХ ПАРАМЕТРОВ К МОДЕЛИРОВАНИЮ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ С АГРЕССИВНЫМИ СРЕДАМИ

Анализ экспериментальных данных по взаимодействию железобетонных конструкций с агрессивными средами позволяет заключить, что этот процесс может быть сведен к следующей схеме.

В составляющих материалах железобетонного конструктивного элемента под действием нагрузки протекают два взаимосвязанных взаимовлияющих процесса – деформирование и разрушение. Причем первый может происходить как вследствие ползучести материалов, так и за счет роста микродефектов, микротрещин и других повреждений, которые

оказывают влияние на механические характеристики материалов и приводят к развитию деформаций. Агрессивная среда, проникая в объем конструктивного элемента, оказывает физическое влияние на материал (или вступает в химические реакции с составляющими компонентами), приводя к изменению механических свойств и влияя тем самым на процессы деформирования и разрушения. В свою очередь, развитие процессов деформирования и разрушения оказывает влияние на кинетику проникания агрессивной среды в конструктивный элемент и ско-

рость ее взаимодействия с составляющими материалами.

Такая расчетная физическая модель явлений, происходящих в элементе конструкции, позволяет использовать для построения моделей сопротивления железобетонных элементов конструкций воздействию агрессивных сред методы механики сплошной среды и, в частности, метод, основанный на использовании теории структурных параметров Ю.Н. Работнова. Согласно этой теории, для любого процесса, происходящего в сплошной среде, может быть построено некоторое уравнение состояния, из которого характеристики процесса определяются как функции параметров внешнего воздействия и структурных параметров. Для последних составляются кинетические уравнения, по которым их можно определить в зависимости от истории нагружения, температуры и других внешних воздействий. При построении таких уравнений обычно полагается, что структурные параметры макроскопические и их можно вводить формально, но при необходимости им можно придать некоторый физический смысл.

Используя эти уравнения и исключая внутренние параметры, можно определить характеристики процессов деформирования и разрушения, не исследуя при этом микроструктуру. В общем случае структурные параметры вводятся с помощью гипотез, опирающихся на экспериментальные и теоретические исследования. В случае воздействия агрессивной среды в дополнение к механическим параметрам вводятся физико-химические параметры. Описанный феноменологический подход применительно к задаче моделирования поведения материалов и конструкций, взаимодействующих с агрессивными средами, был предложен и далее применен И.Г. Овчинниковым [1].

Для описания процесса деформирования широко используется система параметров, включающая напряжение σ , деформацию ε , температуру T , поврежденность Π и время t . Для того, чтобы описать процесс деформирования и разрушения конструктивного элемента в агрессивной среде, в систему определяющих параметров следует добавить дополнительные параметры $q_i (i = 1, \dots, n)$, учитывающие характерные особенности воздействия агрессивной среды. Тогда реологическое уравнение состояния, связывающее все параметры, в общем виде может быть записано:

$$\Phi(\sigma, \varepsilon, \sigma', \varepsilon', T, \Pi, q_1, \dots, q_n) = 0. \quad (1)$$

Для того, чтобы построить кинетические уравнения, описывающие изменение параметров q_1, \dots, q_n , последние нужно идентифицировать.

Рассмотренная выше расчетная физическая модель явлений, происходящих в железобетонном элементе конструкции, позволяет следующим образом идентифицировать эти параметры:

$q_1 = C$ – параметр, характеризующий распределение влияния агрессивной среды по объему конструктивного элемента;

$q_2 = \mu$ – параметр химического взаимодействия, характеризующий уровень химических превращений при взаимодействии материалов конструкции с агрессивной средой;

$q_3 = \Psi$ – параметр сплошности, характеризующий уровень коррозионного поражения армирующего компонента в железобетонном конструктивном элементе.

Так как концентрация агрессивной среды C в точке конструктивного элемента изменяется с течением времени и зависит от положения точки по отношению к поверхности конструктивного элемента, то уравнение, описывающее изменение параметра C , должно иметь форму уравнения массопереноса:

$$\partial C / \partial t = \text{div}(D \text{ grad } C) - g(C) \quad (2)$$

Здесь $D = D(\sigma, \varepsilon, T, \Pi, C, \mu)$ – коэффициент диффузии; $g(C)$ – функция, учитывающая связывание агрессивной среды в процессе химических превращений.

Принимая в качестве рабочей гипотезы линейную дифференциальную форму для малых изменений параметра химического взаимодействия μ , поврежденности Π , температуры T , параметра C и времени t , можем записать:

$$d\mu = f_1 dt + f_2 dC + f_3 d\Pi + f_4 dT, \quad (3)$$

где f_1, f_2, f_3, f_4 – функции параметров μ, C, Π, T .

Параметр сплошности Ψ изменяется от 1 в начальный момент времени до Ψ_0 в момент коррозионного разрушения армирующего компонента. Уравнение для этого параметра имеет форму уравнения массопереноса:

$$d\Psi / dt = \text{div}(G \text{ grad } \Psi), \quad (4)$$

где G – коэффициент, характеризующий коррозионное сопротивление материала. Параметр химического взаимодействия μ и параметр сплошности Ψ для описания коррозионной поврежденности были предложены в [2].

Добавляя к приведенным выше соотношениям уравнения равновесия конструктивного элемента, геометрические соотношения и уравнения неразрывности, а также учитывая начальные и граничные условия, соответствующие каждой группе уравнений, получим полную систему уравнений, описывающих поведение конструктивного железобетонного элемента в агрессивной среде и представляющих собой модель сопротивления железобетонного конструктивного элемента воздействию нагрузки и агрессивной среды.

В каждом конкретном случае, в зависимости от характера агрессивной среды, часть из трех введенных физико-химических параметров может быть исключена из рассмотрения, а другая часть параметров преобразована к виду, более удобному для использования в рассматриваемом случае.

Например, хлоридсодержащая среда с феноменологической точки зрения может быть отнесена к

физически активным средам, интенсивность влияния которой на механические характеристики компонентов железобетона зависит от концентрации среды в рассматриваемой точке конструктивного элемента. В этом случае параметр химического взаимодействия μ исключается из рассмотрения, а параметр сплошности Ψ заменяется интегральным параметром δ , характеризующим глубину коррозионного поражения армирующего элемента.

В случае же сульфатсодержащей среды имеют место и проникание агрессивной среды в конструктивный элемент, и химическое взаимодействие проникающей среды с бетоном, поэтому для описания полной картины взаимодействия сохраняются оба параметра (C и μ). При этом параметр сплошности Ψ , как и в случае хлоридной коррозии, заменяется интегральным параметром δ , характеризующим глубину коррозионного поражения армирующего элемента.

При воздействии агрессивной среды на конструктивный элемент в зависимости от соотношения скорости диффузии $V_{дифф}$ и скорости химического взаимодействия $V_{хим}$ процесс деградации механических свойств бетона может протекать в различных кинетических областях. Если $V_{дифф} \ll V_{хим}$, то деградация происходит в слое конструктивного элемента, концентрация агрессивной среды в котором превышает критическую величину. При этом скорость движения фронта деградации механических свойств будет определяться скоростью проникания в конструктивный элемент агрессивной среды, т.е. деградация будет происходить во внешней диффузионно-кинетической области. Если же $V_{дифф} \gg V_{хим}$, то после окончания распределения агрессивной среды по объему конструктивного элемента деградация механических свойств протекает практически по всему объему, т.е. во внутренней кинетической области. При этом скорость деградации механических свойств в каждой точке конструктивного элемента будет зависеть от концентрации среды в этой точке, температуры и поврежденности в этой точке и в общем случае будет различной. Наконец, если $V_{дифф} \approx V_{хим}$, то деградация происходит в некоторой зоне, которая с течением времени увеличивается и может достичь размеров всего конструктивного элемента. В этом случае деградация механических свойств протекает во внутренней диффузионно-кинетической области.

Введем в рассмотрение характерное время деградации $\tau_{дегр}$, т.е. время, в течение которого основные механические свойства изменятся от исходного до некоторого конечного значения по объему конструктивного элемента.

Если на элемент конструкции действует физически активная среда (например, хлоридсодержащая), то характерное время деградации определится из условия завершения процесса диффузионного насыщения $F_0 = 1$ (F_0 – число Фурье), т.е.:

$$\tau_{дегр} = h^2/4D,$$

где h – характерный размер конструктивного элемента.

При деградации во внешней диффузионно-кинетической области $\tau_{дегр}$ равно времени до смыкания фронтов деградации, а во внутренней диффузионно-кинетической области – времени развития зоны деградации до объема всего конструктивного элемента. В случае же однородной по объему конструктивного элемента деградации, протекающей во внутренней кинетической области, характерное время деградации соответствует времени изменения параметра химического взаимодействия μ от начального до конечного значения.

Так как один и тот же материал в зависимости от температуры, продолжительности деформирования, характера нагружения, степени армирования может проявлять и реономные, и склерономные свойства, то для упрощения инженерных расчетов можно разграничить области применения реономных и склерономных моделей материалов. Для этого следует сопоставить время релаксации процессов деформирования в рассматриваемом конструктивном элементе $\tau_{релакс}$ с характерным временем деградации $\tau_{дегр}$.

Сопоставляя эти характерные времена, получим следующие расчетные ситуации:

1. При $\tau_{релакс} \ll \tau_{дегр}$ имеем два случая:

А) если проектировщика интересует характер изменения напряженно-деформированного состояния конструктивного элемента в период до $\tau_{релакс}$, то материал считается реономным, а воздействие агрессивной среды можно практически не учитывать;

Б) если проектировщика интересует поведение конструктивного элемента в течение времени $t > \tau_{релакс}$, то материал можно считать склерономным, так как процессы релаксации и деформирования завершатся гораздо раньше, чем процесс деградации. В расчетах следует использовать равновесные значения механических характеристик с учетом их изменения под влиянием агрессивной среды.

2. При $\tau_{дегр} \ll \tau_{релакс}$ также имеем два случая:

А) если проектировщика интересует поведение конструктивного элемента в течение времени $\tau_{дегр}$, то в расчетах следует использовать склерономные модели материала с учетом изменения механических характеристик под влиянием агрессивной среды;

Б) если проектировщика интересует поведение конструктивного элемента в течение времени $t > \tau_{дегр}$, то можно не учитывать кинетику взаимодействия конструктивного элемента с агрессивной средой, а выполнять расчет по реономным моделям с использованием значений механических характеристик, соответствующих деградировавшему материалу.

3. Если характерное время деградации сопоставимо с временем релаксации, то расчет следует вести с использованием реономных моделей с учетом изменения механических характеристик под влиянием агрессивной среды.
4. Если материал конструктивного элемента и в исходном состоянии, и после воздействия агрессивной среды сохраняет склерономные свойства, то расчет конструктивного элемента производится по склерономным моделям с учетом изменения свойств вследствие воздействия агрессивной среды.

1. Овчинников И.Г. О методологии построения моделей конструкций, взаимодействующих с агрессивными средами / И.Г. Овчинников // Долговечность материалов и элементов конструкций в агрессивных и высокотемпературных средах: межвуз. научн. сб. - Саратов: СПИ, 1988. - С. 17-21.
2. Овчинников И.Г. К расчету долговечности элементов конструкций, подвергающихся механическому и химическому разрушению / И. Г. Овчинников // Задачи прикладной теории упругости. - Саратов: Изд-во СГУ, 1985. - С. 107-117.

А.А. ПИЦУЛЁВ, инж. (Самарский государственный архитектурно-строительный ун-т)

ИЗГИБАЕМЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ С НЕОДНОРОДНЫМИ ПРОЧНОСТНЫМИ ХАРАКТЕРИСТИКАМИ БЕТОНА СЖАТОЙ ЗОНЫ

В настоящее время одной из актуальных проблем в области строительства остается реконструкция и модернизация зданий и сооружений. За период эксплуатации в их конструкциях накапливаются многочисленные повреждения, вызванные силовым или агрессивным воздействиями. При проведении обследований подобных конструкций оценка коррозионных повреждений и степень их влияния на несущую способность элементов остается сложной задачей. Вопросу оценки влияния агрессивных сред на бетонные и железобетонные конструкции и их несущую способность посвящены труды В.М. Бондаренко, Г.А. Гениева, Е.А. Гузеева, В.М. Москвина, В.И. Колчунова, П.Г. Комохова, Е.Г. Пахомовой, А.И. Попеско, В.И. Римшина, Н.В. Савицкого, В.П. Селяева и др.

Учитывая подход к оценке остаточного силового сопротивления железобетонных элементов, в литературе часто можно встретить описание результатов экспериментальных исследований, в которых в качестве образцов использованы конструкции или их фрагменты, которые эксплуатировались в прошлом в агрессивных условиях, либо образцы с повреждениями, смоделированными в лабораторных условиях при помощи воздействия концентрированных агрессивных сред. При оценке глубины повреждений и остаточной величины силового сопротивления в ряде случаев пользуются методиками "прогнозирования", основанными на многочисленных исследованиях влияния различных видов агрессивных веществ и сред на скорость проникновения их в структуру бетона и их влияние на прочность бетона. Однако в ряде случаев при оценке результатов остается некая доля приближенности, так как методики "прогнозирования" зависят от многочисленных факторов, таких как влажность, температура, наличие на момент воздействия напряженного состояния в элементе и т.д.

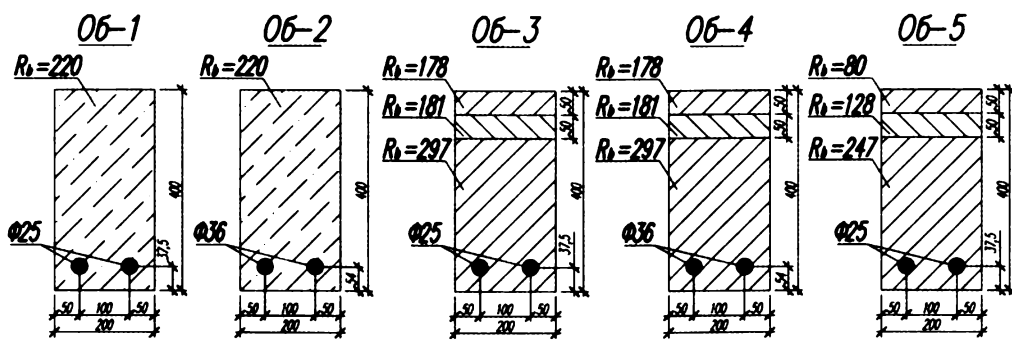
При изучении влияния коррозионных повреждений первого и второго видов (согласно международной классификации) на несущую способность и нап-

ряженно-деформированное состояние элементов можно использовать способ моделирования поврежденных путем использования при изготовлении образцов разнопрочных составов бетона. По результатам многочисленных исследований установлено, что анизотропные свойства поврежденного бетона схожи со свойствами неповрежденного бетона, что позволяет использовать принцип афиноподобия диаграмм деформирования бетона.

С целью оценки влияния снижения прочностных характеристик бетона (его наружных слоев) на несущую способность и напряженно-деформированное состояние элементов в лаборатории кафедры "Железобетонные и каменные конструкции" ГОУВПО "СГАСУ" были выполнены экспериментальные исследования железобетонных изгибаемых элементов с одинаковыми и различными по толщине конструкции прочностными свойствами бетона сжатой зоны. При моделировании образцов без повреждений (с одинаковыми прочностными свойствами бетона) балки выполнялись из одной бетонной смеси. Коррозионные повреждения сжатой зоны бетона моделировались с помощью применения бетонов различной прочности. К преимуществам данного вида моделирования повреждений можно отнести более точную информацию о прочностных характеристиках бетона по толщине, месте положения разнопрочных слоев и их границ.

Исследования выполнялись в два этапа: описание диаграмм деформирования материалов экспериментальных образцов, выполнение испытаний изгибаемых элементов.

В рамках эксперимента испытано 5 серий образцов по две конструкции в каждой. Образцы первой и второй серий (Об-1, Об-2) выполнены из бетона одного состава. При бетонировании балок серий 3...5 (Об-3 ... Об-5) использовались три типа смеси, которые обладали не только разными прочностными характеристиками, но и отличались подвижностью. По



R_b – сопротивление бетона осевому сжатию в кгс/см²
 $R_{st}=4497$ кгс/см² – сопротивление арматуры растяжению (стержень $d=25$ мм)
 $R_{st}=3847$ кгс/см² – сопротивление арматуры растяжению (стержень $d=36$ мм)

Рис. 1. Поперечные сечения изгибаемых образцов

O6-1, O6-2 – образцы с однородными прочностными свойствами бетона; O6-3, O6-4, O6-5 – образцы с неоднородными прочностными свойствами бетона

мере укладки смесей в опалубочную форму подвижность смесей увеличивалась, что позволяло забетонировать балки за один раз без перемешивания слоев. При этом обеспечивалось надежное сцепление слоев бетона. Для выполнения слоев толщиной 50 мм использовались обогащенные песчано-гравийные смеси с размером крупного заполнителя 10...30 мм. Схематично поперечные сечения изгибаемых образцов представлены на рис. 1.

Прочностные и деформативные характеристики бетона на сжатие оценивали по результатам испытания кубов с размером ребра 100 мм и ядер диаметром 74 мм и высотой 160 мм. Кубы и ядра изготовляли из соответствующих бетонных смесей с идентичными условиями набора прочности. По испытаниям кубов определяли прочностные характеристики бетона в соответствии с требованиями [1]. По результатам испытания ядер в тензометрической трубе по методике [2] определяли диаграмму деформирования бетона на восходящей и нисходящей ветвях при сжатии. Проведенные исследования [3] показали, что экспоненциальная зависимость, предложенная в [4], с достаточной степенью достоверности позволяет описать диаграммы бетона, полученные при испытании ядер по методике [2]. Экспоненциальная зависимость имеет вид

$$\sigma_b(\varepsilon) = a_c \cdot \varepsilon^{b_c} \cdot \exp\left(\frac{-b_c \cdot \varepsilon}{p}\right), \quad (1)$$

где σ_b – напряжение в бетоне; ε – относительные деформации бетона; a_c и b_c – коэффициенты экспоненциальной функции $f(\varepsilon)=E$, описывающей изменение модуля упругости бетона от величины ε ; p – относительная деформация бетона, соответствующая на диаграмме максимальной величине напряжений.

Основные характеристики зависимости, полученные для описания диаграмм напряженно-деформированного состояния бетона элементов, представлены в табл. 1.

Таблица 1

№ п/п	Средняя величина призмочной прочности слоя, кгс/см ²	Модуль упругости E_b , кгс/см ²	Пределная сжимаемость P	Коеффициент, a_c	Коеффициент, b_c	Примечания
F1	220,26	331408	0,0022	$1,436 \cdot 10^5$	0,91	Образцы серий O6-1, O6-2
2	178,45	170000	0,0020	$6,885 \cdot 10^5$	1,146	Верхний слой бетона образцов серий O6-3, O6-4
3	180,49	192000	0,0018	$8,517 \cdot 10^5$	1,154	Средний слой бетона образцов серий O6-3, O6-4
4	296,74	150000	0,0024	$7,601 \cdot 10^6$	1,447	Нижний слой бетона образцов серий O6-3, O6-4
5	80,10	184000	0,0022	$2,104 \cdot 10^4$	0,783	Верхний слой бетона образцов серии O6-5
6	128,40	235000	0,0022	$5,317 \cdot 10^4$	0,846	Средний слой бетона образцов серии O6-5
7	247,30	240000	0,0022	$5,895 \cdot 10^5$	1,092	Нижний слой бетона образцов серии O6-5

Прочностные и деформативные характеристики продольной рабочей арматуры оценивали в соответствии с требованиями [5]. При достижении бетоном проектных величин прочности балки испытывали по схеме, представленной на рис. 2.

В зоне действия чистого изгиба на рабочую арматуру и боковую поверхность бетона наклеивались тензометрические датчики. Схема наклейки датчи-

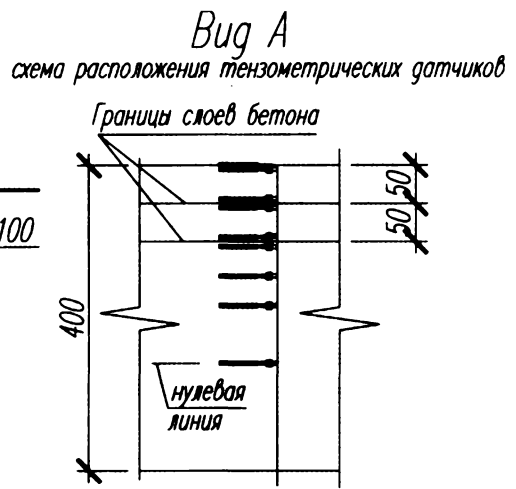
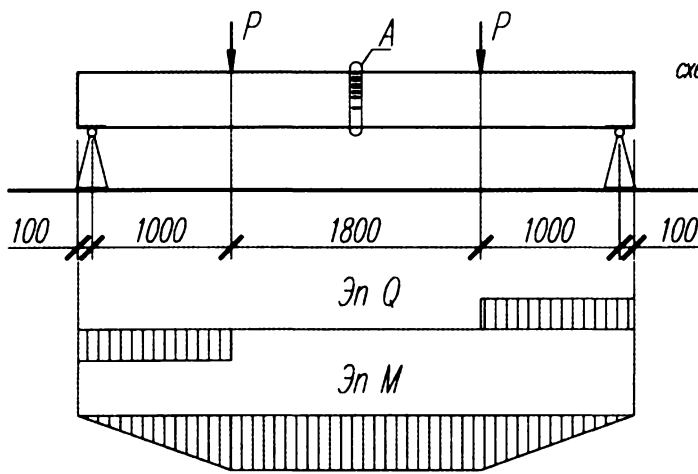


Рис. 2. Схема испытания балок

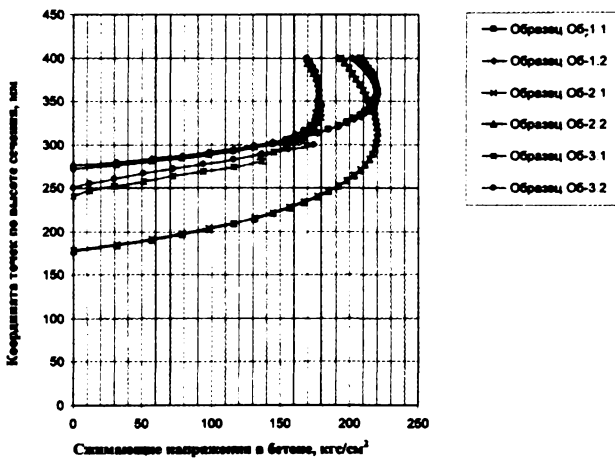


Рис. 3. Эпюры напряжений в сжатой зоне бетона образцов Об-1.1 – Об-2.1

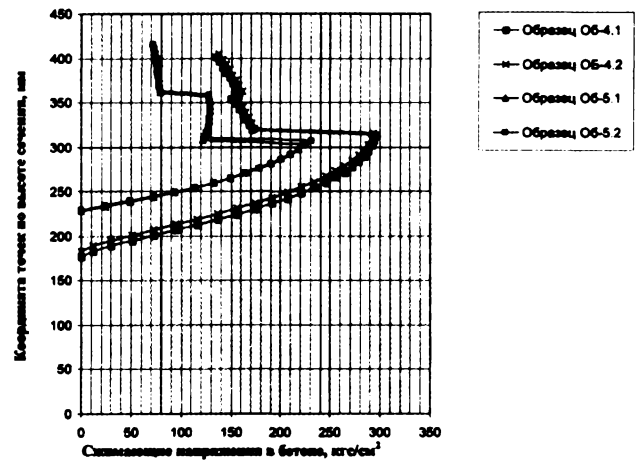


Рис. 4. Эпюры напряжений в сжатой зоне бетона образцов Об-4.1 – Об-5.2

ков, представленная на рис. 2, позволяла определить изменение деформаций бетона по высоте сечения элемента, а также зарегистрировать изменение деформаций в контактной зоне слоев бетона. Показания датчиков регистрировали при помощи тензометрической станции UCAM-65B, позволяющей оценить деформации величиной $1 \cdot 10^{-6}$.

При проведении экспериментальных исследований работы изгибаемых железобетонных элементов были получены данные об их несущей способности, изменении деформаций по высоте сечения на всех стадиях нагружения. Сведения о несущей способности и величине деформаций у наиболее сжатой грани элемента и в растянутой арматуре представлены в табл. 2.

По результатам исследования прочностных и деформативных характеристик образцов материалов конструкций и измерений деформаций в изгибаемых элементах были построены эпюры сжимающих усилий в бетоне от действия разрушающей нагрузки (см. рис. 3, 4).

Таблица 2

Образец	Экспериментальные данные			Несущая способность, кН·м		
	Максимальные деформации в бетоне $\epsilon_{b, \max}$	Высота сжатой зоны бетона, мм	Максимальные деформации в арматуре $\epsilon_{s, \max}$	экспериментальная	теоретическая по методике [6]	Отклонение %
Об-1.1	0,0031	128	0,0079	135,4	131,4	3
Об-1.2	0,0033	124	0,0055	135,4	131,4	3
Об-2.1	0,0036	221	0,0024	204,4	196,6	3,8
Об-2.2	0,0036	222	0,0031	204,4	196,6	3,8
Об-3.1	0,0027	153	0,0029	123,9	123,0	0,7
Об-3.2	0,0028	146	0,0032	127,7	126,6	0,9
Об-4.1	0,0038	225	0,0024	185,1	181,2	2,1
Об-4.2	0,0037	222	0,0024	188,9	183,7	2,8
Об-5.1	0,0035	187	0,0034	120	118	1,7
Об-5.2	0,0036	186	0,0036	120	118	1,7

1. В ходе проведения испытаний железобетонных изгибаемых элементов с неоднородными прочностными характеристиками бетона сжатых зон зафиксирована совместная работа разнопрочных слоев бетона вплоть до стадии разрушения, о чем свидетельствуют показания тензометрических датчиков и визуальные наблюдения.

2. Использование диаграммы деформирования (1) совместно с экспериментальными данными о деформациях по высоте сечения позволили оценить напряженно-деформированное состояние элемента на всех стадиях загрузки.

3. Проведенные испытания позволили оценить влияние снижения прочностных характеристик бетона на сжатой зоны бетона на напряженно-деформированное состояние элемента.

4. Теоретические результаты расчета по методике [6], основанной на использовании диаграммы деформирования (1) и деформационной схемы, имеют хорошую сходимость с экспериментальными данными.

*А.И. ВАСИЛЬЕВ, д-р техн. наук, проф. (ЗАО "Институт ИМИДИС");
А.М. ПОДВАЛЬНЫЙ, д-р техн. наук (НИИЖБ им. А.А. Гвоздева)*

КОМПЛЕКСНОЕ ВЛИЯНИЕ АГРЕССИВНЫХ ФАКТОРОВ СРЕДЫ НА КОРРОЗИЮ АРМАТУРЫ В ЗАЩИТНОМ СЛОЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Коррозия стальной арматуры в защитном слое бетона является основной причиной повреждений и сокращения срока службы многочисленных железобетонных конструкций, подверженных влиянию атмосферы или производственных агрессивных сред. Две наиболее распространенные причины вызывают коррозию арматуры в железобетонных конструкциях: карбонизация бетона углекислым газом атмосферного воздуха и воздействие хлоридов. Последние попадают в бетон мостовых и дорожных конструкций преимущественно вследствие применения в дорожном хозяйстве хлористых солей-антиобледенителей. В гидротехнические сооружения прибрежной или береговой зон океанов или соленых морей хлориды попадают из морской воды при прямом контакте с бетоном или в результате ветрового солевого уноса.

Сооружения в холодных климатических зонах подвергаются воздействию циклического замораживания и оттаивания, которое вызывает в бетоне образование дефектов – микротрещин и трещин, повышающих его проницаемость и облегчающих проникание через него агрессивных агентов среды к арматуре. Эти агрессивные воздействия, вызывающие раннее допроектное повреждение железобетонных конструкций, зафиксированы как основные, наиболее распространенные в Еврокоде 2 [1].

1. ГОСТ 10180-90 Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам, Госстрой СССР - М. Издательство стандартов, 1989.
2. Мурашкин Г.В., Снегирева А.И. Лабораторный практикум по железобетонным и каменным конструкциям: -М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2006, 120 с.
3. Мурашкин Г.В., Пищулёв А.А. Экспериментальные исследования диаграммы деформирования бетонов на песчано-гравийных смесях различных составов // Градостроительство, реконструкция и инженерное обеспечение устойчивого развития городов Поволжья. Сборник трудов II всероссийской научно-практической конференции. - Тольятти: ТГУ, 2009. - 380 с.
4. Мурашкин Г.В., Мурашкин В.Г. Моделирование диаграммы деформирования бетона и схемы напряженно-деформированного состояния // Известия вузов. Строительство. 1997, № 10.
5. ГОСТ 12004-81 Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение - М.: ИПК Издательство стандартов, 1996.
6. Мурашкин Г.В., Пищулёв А.А. Использование деформационных моделей для определения несущей способности железобетонных изгибаемых элементов с коррозионными повреждениями сжатой зоны бетона // Известия Орел ГТУ. "Строительство. Транспорт". Орел - 2009. - №6.

Процесс диффузионного проникания в бетон хлоридов, описывается дифференциальным уравнением [2, 3, 4], интегрирование которого приводит к уравнению кривой ошибок Гаусса [4], что позволяет использовать таблицы интеграла вероятностей ($erf x$) и облегчает расчеты. Концентрация хлоридов в бетоне зависит от ряда факторов и описывается выражением [2, 3]:

$$C_h = C_0 \left[1 - erf \frac{h}{2\sqrt{D\tau_h}} \right], \quad (1)$$

где C_0 и C_h - содержание хлорид-иона по отношению к массе цемента на поверхности конструкции и на расстоянии h см от нее, соответственно; D см²/год- коэффициент диффузии хлоридов в бетоне и τ - время, годы.

Зависимость (1) является модификацией общего теоретического уравнения переноса вещества [5].

Одним из основных аспектов проблемы хлоридной коррозии арматуры является прогноз времени образования в приарматурном слое бетона критической концентрации хлорид-иона, при которой нарушается пассивность стали и начинается ее коррозия.

Обозначим через β аргумент функции $\arg \left[\operatorname{erf} \frac{h}{2\sqrt{D\tau_h}} \right]$, численно равной $1 - \frac{C_h}{C_0}$ (см. (1)).

Аргумент β находится по таблицам интеграла вероятностей $\operatorname{erf} x$. Отсюда можно записать:

$$\beta = \left[\frac{h}{2\sqrt{D\tau_h}} \right] \quad \text{и} \quad (2)$$

$$h = 2\alpha\beta\sqrt{\tau_h}, \quad (3)$$

где $\alpha = \sqrt{D}$ а β - определяется, как указано выше.

Из (3) находим:

$$\tau_h = \frac{h^2}{4D\beta^2} = \frac{1}{4D} \left(\frac{h}{\beta} \right)^2, \quad (4)$$

где h см - толщина бетона в защитном слое.

Формула (3) аналогична известной экспериментальной зависимости, описывающей карбонизацию бетона [2, 6]:

$$h_c = A\sqrt{\tau_{h,c}}, \quad (5)$$

где h_c - глубина карбонизации; $\tau_{h,c}$ - время диффузии углекислоты в бетон на глубину h_c ; A , см/год^{1/2} - эмпирический коэффициент.

Формулы (3) и (5) получены различными путями, и их аналогия, включая равенство размерностей коэффициента A в (5) и произведения коэффициентов $2\alpha\beta$ в (3), позволяет предположить, что в случае других агрессивных агентов зависимость будет носить тот же характер.

В результате исследования бетонов с различным водоцементным отношением (в/ц) [7] может быть получено выражение для определения A в (5):

$$A = 0,37\sqrt{4,6\text{в/ц} - 1,76}. \quad (6)$$

При изменении в/ц бетона от 0,45 до 0,6 значение A меняется, соответственно от 0,21 до 0,37.

Рассмотрим в качестве примера коррозионную ситуацию, характерную для мостовых конструкций с ненапрягаемой арматурой. Примем следующие значения параметров, входящих в выражения (1) и (3): $C_0 = 0,8\%$; $C_{h,кр} = 0,4\%$; $D = 0,5$ см²/год, откуда $\alpha = 0,707$; $\operatorname{erf} \frac{h}{2\sqrt{D\tau}} = 0,5$ и по таблице $\operatorname{erf} x$ значение $\beta = 0,48$.

Отсюда, по формуле (3), $h = 2 \cdot 0,707 \cdot 0,48 \sqrt{\tau_h} = 0,679 \sqrt{\tau_h}$.

При в/ц = 0,5 получаем $A = 0,27$ (6). Отсюда видно (см. (5) и (6)), что глубина фронта критической концентрации хлоридов за одно и то же время в 2,5 раза превышает глубину фронта карбонизации. Аналогичное соотношение установлено в результате обследования железобетонных мостов в [8].

Рассмотрим воздействие на конструкцию циклического замораживания и оттаивания. Снижение прочности (модуля упругости) в результате морозного воздействия описывается зависимостью [8]:

$$S_n = S_0(1-p)^n, \quad (7)$$

где S_n - соответствующий параметр бетона в n -ом цикле воздействия; S_0 - начальное значение параметра S ; n - число циклов; p - относительное повреждение (вероятность повреждения) бетона в одном цикле.

Снижение прочности бетона при морозной агрессии, вызываемое образованием в структуре материала микротрещин и дефектов, происходит пропорционально множителю $(1-p)^n$. Примем, что повышение проницаемости, как обратный процесс, происходит пропорционально $\frac{1}{(1-p)^n}$. Тогда выражение для глубины карбонизации при сопутствующем действии замораживания и оттаивания может быть записано как:

$$h_c = kA\sqrt{\tau_{h,c}}, \quad (8)$$

$$\text{где } k = \frac{1}{(1-p)^n}.$$

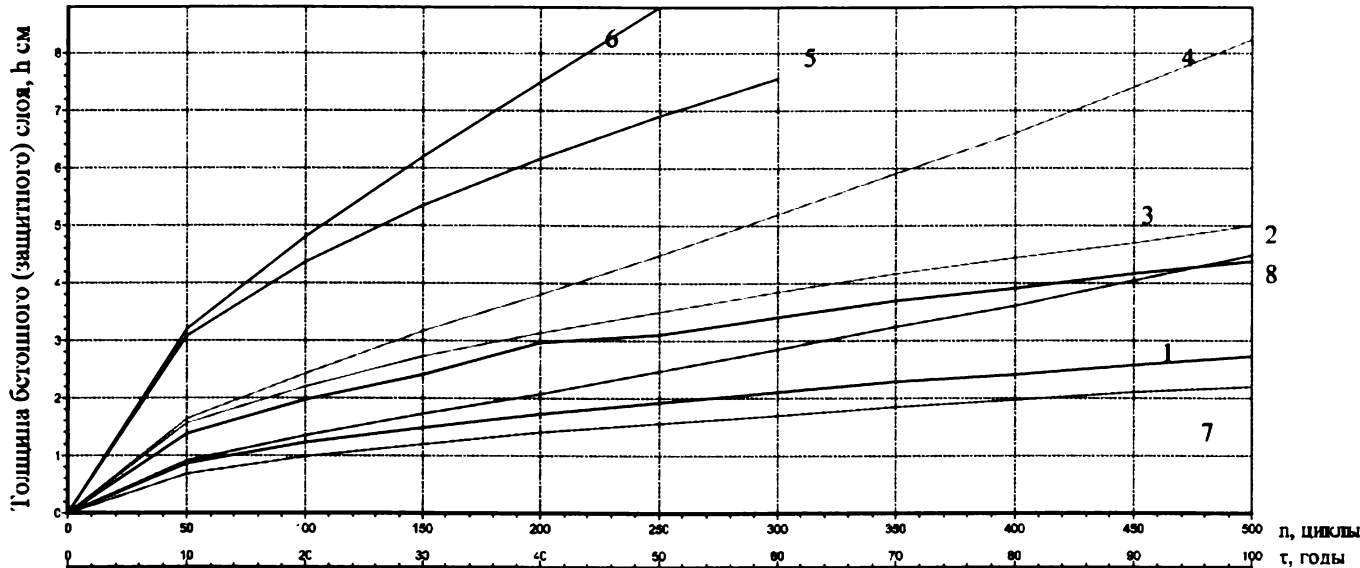
Приняв, например, что бетон после 250 циклов замораживания и оттаивания может потерять 25% начальной прочности, получаем среднее значение $p = 0,250:250 = 0,001$ и значение $k = 1,284$, что соответствует увеличению почти на одну треть глубины карбонизации бетона. Выражение, аналогичное (8), можно записать и для случая хлоридной коррозии:

$$h = \frac{2\alpha\beta}{(1-p)^n} \sqrt{\tau_h}. \quad (9)$$

Отсюда, при сопутствующем воздействии на защитный слой циклического замораживания и оттаивания, выражение (4) переписывается в виде:

$$\tau_h = \frac{1}{4D} \left(\frac{h}{\beta} \right)^2 (1-p)^{2n}. \quad (10)$$

На рисунке представлены кривые карбонизации бетона защитного слоя и кривые продвижения фронта критической концентрации хлоридов, также при сопутствующем воздействии на бетон циклического замораживания и оттаивания. Из анализа кривых следует, что хлоридная коррозия при критической концентрации хлорид-иона к массе цемента 0,2 и 0,4% (соответственно для преднапряженной арматуры и карбонизированного бетона и для обычной арматуры) наступает значительно быстрее, чем коррозия, вызванная карбонизацией. Применение бетона высокой плотности с добавкой микрокремнезема, для которого характерен коэффициент диффузии $D = 0,13$ см²/год (кривая 3), при достаточной толщине



Карбонизация и диффузия хлоридов в защитном слое бетона

1 - кривая карбонизации по зависимостям (5); (6) при $v/c = 0,5$ и $A = 0,272 \text{ см}^2/\text{год}^{0,5}$; 2 - то же, но в условиях морозного воздействия при $\rho = 0,001$ по зависимости (8); 3 - фронт диффузии хлорид-ионов по зависимости (3) при $D = 0,13 \text{ см}^2/\text{год}$, $C_0 = 0,6\%$ и $C_{h,кр} = 0,2\%$; 4 - то же, но при сопутствующем морозном воздействии при $\rho = 0,001$ по зависимости (9); 5 - фронт диффузии хлорид-ионов по (3) при $D = 0,5 \text{ см}^2/\text{год}$, $C_0 = 0,6\%$ и $C_{h,кр} = 0,2\%$; 6 - то же, но при сопутствующем морозном воздействии при $\rho = 0,001$; 7 - фронт диффузии хлорид-ионов при $D = 0,13 \text{ см}^2/\text{год}$, $C_0 = 0,3\%$ и $C_{h,кр} = 0,2\%$; 8 - то же, но при $D = 0,5 \text{ см}^2/\text{год}$, $C_0 = 0,6\%$ и $C_{h,кр} = 0,4\%$

не защитного слоя может обеспечить длительную защиту стальной арматуры от коррозии.

Обычные мостовые бетоны с $D = 0,5 \text{ см}^2/\text{год}$ (кривая 5) теряют пассивирующие свойства по отношению к арматуре при воздействии хлоридов в ранние сроки. Влияние циклического замораживания, как следует из графиков, существенно ускоряет проникание агрессивных агентов к арматуре, что является еще одним основанием для применения в соответствующих конструкциях, защитный слой в которых подвергается преимущественному увлажнению и особенно интенсивному морозному воздействию, бетона высокой морозостойкости, который в данном случае играет двойную положительную роль в обеспечении долговечности конструкции.

Из зависимостей (4) и (5) следует, что время до начала коррозии арматуры пропорционально квадрату толщины защитного слоя, что требует предельно ответственного отношения к назначению и обеспечению при изготовлении конструкций этого важнейшего параметра, во многом определяющего долговечность железобетона.

Приведенные выше зависимости позволяют получить временную оценку стадий повреждения железобетонной конструкции в условиях хлоридной агрессии. Здесь учтено, что после начала коррозии арматуры проходит всего несколько лет до появления трещины в защитном слое с раскрытием порядка 0,3 мм, после чего коррозия резко интенсифицируется, и конструкция требует срочного ремонта. При этом следует иметь в виду следующее существенное обстоятельство. Толщина защитного слоя – нормально распределенная случайная величина. Половина ее значений оказывается меньше ее нормируемой, как

правило, минимальной средней величины (математического ожидания). Наименьшая фактическая толщина защитного слоя ($h_{факт}$), как случайной величины, на некоторых участках конструкции может оказаться равной значению его нижней границы доверительного интервала [10]:

$$h_{факт} = h_{норм.} - t_{\beta} \sigma_h, \quad (11)$$

где $h_{норм.}$ - нормируемое минимальное значение величины защитного слоя; $t_{\beta} = 1,96$ - табулированный коэффициент, в данном случае соответствующий доверительной вероятности $\beta = 0,95$; σ_h - среднее квадратическое отклонение толщины защитного слоя.

Для повышения надежности проектного решения, проектная толщина защитного слоя $h_{пр}$ должна быть увеличена на значение $t_{\beta} \sigma_h$:

$$h_{пр} = h_{норм.} + t_{\beta} \sigma_h. \quad (12)$$

Значение $\sigma_h = v_h \cdot h$, где v_h – вариационный коэффициент; h – толщина защитного слоя, трактуемая как его среднее значение. Значение v_h , очевидно, должно быть занормировано; оно зависит от конструктивных решений, качества производства работ по изготовлению конструкций и других факторов и в первом приближении может быть принято равным 0,15...0,20.

В качестве примера примем $h_{норм.} = 3,0 \text{ см}$; $v_h = 0,15$ и отсюда, учитывая, что $\sigma_h = v_h \cdot h_{норм.}$, получаем $h_{факт} = h_{норм.} - t_{\beta} \sigma_h = 3,0 - 1,96(0,15 \cdot 3,0) \approx 2,2 \text{ см}$, т.е. реальное фактическое значение толщины защитного слоя может оказаться равным $h_{факт} = 2,2 \text{ см}$.

№№ п.п.	C_0 , %	C_h , %	Коэффициент β в (2)	D , см ² /год	Нормируемое значение толщины защитного слоя h_n , см	Время начала коррозии, годы τ_n	Проектное гарантированное значение $h_{np} = h_n + t_{\beta} \sigma_h$	Время начала коррозии, годы $\tau_{h,np}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	0,8	0,4	0,48	0,5	2,0	9	3,0	19
2	0,8	0,4	0,48	0,5	2,5	13	3,5	27
3	0,8	0,4	0,48	0,5	5,0	54	6,5	92
4	0,8	0,2	0,81	0,5	2,5	5	3,5	10
5	0,6	0,4	0,31	0,5	2,5	33	3,5	64
6	0,6	0,2	0,69	0,5	2,5	7	3,5	13
7	0,6	0,2	0,69	0,3	2,5	11	3,5	21
8	0,6	0,2	0,69	0,13	2,5	25	3,5	49

Примечание: Значения величин в столбцах 7, 8, 9 даны с округлением.

Поскольку в условиях карбонизации и хлоридного воздействия время до начала коррозии (τ_n) пропорционально квадрату толщины защитного слоя ($\tau = f(h^2)$), то на некоторых участках конструкции коррозия арматуры может начаться через вдвое меньший срок, чем было рассчитано, исходя из средней толщины защитного слоя. Обследования свидетельствуют о том, что на отдельных участках коррозия действительно начинается задолго до того, как она приобретает всеобщий характер. Для того, чтобы иметь гарантированную на 95% толщину защитного слоя на всем протяжении арматуры, ее проектное значение должно быть увеличено на ($t_{\beta} \sigma$) см; в приведенном примере $t_{\beta} \sigma \approx 1$ см. В таблице представлены сроки начала хлоридной коррозии арматуры при различных значениях исходных параметров. Коэффициент вариации толщины защитного слоя принят $v_h = 0,15$.

Как следует из изложенных выше результатов и данных таблицы, бетон в защитном слое конструкции, эксплуатируемой в неблагоприятной среде, работает в условиях, которые предъявляют к нему требования, не исчерпываемые теми, которым он должен удовлетворять как материал несущей или ограждающей конструкции. Это обстоятельство вынуждает либо предусматривать специальные меры его защиты (так называемая "вторичная защита"), либо рассматривать при проектировании способы защиты арматуры от коррозии наравне с прочностными и деформативными свойствами при выборе характеристик бетона и параметров защитного слоя. Необходимость требований обеспечения долговечности на всех стадиях проектирования и изготовления конструкций зафиксирована и в Еврокоде 2 [1].

Как следует из рисунка и данных таблицы, весьма важное значение приобретает в комплексе применение высокостойких и высокоплотных бетонов (например, с применением микрокремнезема и полимерных добавок и пропиток) и использование конструктивных решений, которые гарантировали бы проектную долговечность конструкций и создавали

бы в них "запас на долговечность", перекрывающий не учитываемые в явном виде неблагоприятные, в том числе случайные факторы и воздействия, которые возникают на всех стадиях строительной технологии и в эксплуатационных условиях. По имеющимся данным, некоторые аспекты подобной стратегии реализуются в ряде стран при ремонте и реконструкции эксплуатируемых и возведении новых мостов из бетона и железобетона. Представляется, что область рационального применения подобных решений весьма широка и охватывает многие конструкции и сооружения, эксплуатируемые в неблагоприятных природных и техногенных условиях.

Изложенные выше результаты исследований и, в частности, их вероятностная трактовка [11], могут, как представляется, явиться расчетными предпосылками определения величины защитного слоя бетона для конструкций, эксплуатируемых в условиях неблагоприятного коррозионного воздействия среды.

Библиографический список

1. **BSEN 1992-1-2; 2004 Eurocode 2: Design of Concrete Structures. Durability and cover to reinforcement.**
2. **Schiessl P. (Ed) Corrosion of Steel in Concrete. RILEM Report, L-NY, Chapman and Hall, 1988. - 102 p.**
3. **HETEK Chloride penetration into concrete. State of the Art. Copenhagen, 1995, 151 p.**
4. **Герасимов Я.И. и др. Курс физической химии, М.: 1969. - т.1. - 502 с.**
5. **Бендек П., Ласло А. Научные основы химической технологии. - Ленинград: 1970, 376 с.**
6. **Москвин В.М., Иванов Ф.М., Алексеев С.Н., Гузев Е.А. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты. - М.: Стройиздат, 1980, 432 с.**
7. **Kishitani K. Uber die Bestandigkeit von Stahlbeton unter dem Einfluss vor CO₂ // Zement-Kalk-Gips. - 1964. - №4.**
8. **Mallet G.R. Repair of Concrete Bridges. London, 1994, 260 p.**
9. **Васильев А.И., Бейваль А.С., Подвальный А.М. О выборе толщины защитного слоя бетона мостовых конструкций // Бетон и железобетон. - 2001. - №5. - С. 25-27.**
10. **Вентцель Е.С. Теория вероятностей. - М.: Наука, 1969, 576 с.**
11. **Vasiliev A.J. and Podvalny A.M. Corrosion of reinforcement in the concrete cover of bridge and hydrotechnical constructions. Concrete Durability and Service Life Planning-Concrete Life '09. 2nd International RILEM Workshop 7-9 September 2009, Haifa, Jsrael.**

К 80-летию С.М. Скоробогатова

19 февраля 2010 г. исполнилось 80 лет члену-корреспонденту РААСН, заслуженному деятелю наук России, доктору технических наук, профессору Скоробогатову Семёну Макеевичу.

В 1954 г. он окончил Уральский политехнический институт им. С.М. Кирова по специальности "Промышленное и гражданское строительство". Молодой специалист получил профессиональную подготовку на богатой научными и педагогическими традициями кафедре "Строительные конструкции" УПИ, на которой проработал 20 лет.

В 1976 г. он был руководителем совместного Советско-Британского исследования при Лондонском университете по важнейшей строительной тематике – совершенствование стержневой арматуры. Юбиляр участвовал во многих международных конференциях с докладами на английском языке.

В 1978 г. проф. С.М. Скоробогатов был приглашён в Уральский институт инженеров железнодорожного транспорта (УрГУПС) для организации профилирующей и выпускающей кафедры "Строительные конструкции", ответственной за подготовку инженеров-строителей по специальности "Промышленное и гражданское строительство". За короткий срок под его руководством кафедра была полностью укомплектована высококвалифицированными работниками, в том числе пятью профессорами, доцентами, докторами, кандидатами наук, инженерами-исследователями, аспирантами и лаборантами. Кафедрой было подготовлено более 1500 инженеров-строителей.

Научное направление, разрабатываемое проф. С.М. Скоробогатовым последние 20 лет, связано с теоретическим моделированием процесса разрушения крупноразмерных железобетонных сооружений (мосты, гидротехнические сооружения, башни, подпорные стены, здания и т.п.) и созданием методики расчёта для определения живучести железобетонных конструкций на основе разработанной квалификации и теории катастроф. Им подготовлено 10 кандидатов наук в области железобетонных конструкций.

Профессор С.М.Скоробогатов опубликовал более 240 статей, в том числе 18 докладов и статей на английском языке, а также шесть монографий. Наиболее значимые из них: Железобетонные станины металлорежущих станков. – М.; Машгиз, 1960. – 100 с; Основы теории расчёта выносливости стержневой арматуры железобетонных конструкций. – М.; Стройиздат, 1976. – 108 с; Принцип информационной энтропии в механике разрушения инженерных сооружений и горных пластов. – Екатеринбург. УрГУПС, 2000. – 419 с; Катастрофы и живучесть железобетонных сооружений (классификация и элементы теории) – Екатеринбург, УрГУПС, 2009. – 514 с.

Международный библиографический центр (г. Кембридж) внёс профессора С.М. Скоробогатова в Справочник выдающихся учёных мира за 2008-2009 гг. и наградил медалью. За вклад в развитие науки о бетоне и железобетоне и в связи с юбилеем он награжден также медалью им. А.А. Гвоздева.

От лица Российской науки, отдавая дань уважения научным и педагогическим заслугам, сердечно поздравляем Семёна Макеевича с юбилеем! Желаем ему крепкого здоровья, большого человеческого счастья, благополучия, неиссякаемого оптимизма и дальнейших трудовых успехов!

Памяти В.Г. БАТРАКОВА
(8 июня 1931 г. - 28 февраля 2010 г.)

Ушел из жизни Владимир Григорьевич Батраков, человек высокой морали и сильной воли, ученый, ставший при жизни классиком.

Это он благодаря личным качествам смог объединить единомышленников разных поколений и создать научную школу, заметно повлиявшую на науку и технологию. Он превратил идею модифицирования бетонов в идеологию, которая, реализовавшись на практике, уже преобразовала отечественную стройиндустрию, подняв ее в ряде вопросов на современный мировой уровень, а в некоторых аспектах – выше.

Доктор технических наук, профессор, лауреат Государственной премии СССР и премии Правительства РФ, почетный член Российской Академии архитектуры и строительных наук, член-корреспондент Российской инженерной академии, автор нескольких монографий и множества статей и изобретений, Владимир Григорьевич Батраков был признанным лидером в области науки и технологии о бетоне.

После окончания МХТИ им. Д.И. Менделеева в 1954 г. он всю жизнь проработал в НИИЖБ в должностях от младшего научного сотрудника до руководителя лаборатории "Химических добавок и модифицированных бетонов", которую он создал четверть века тому назад и возглавлял до конца своей жизни.

Владимир Григорьевич имеет прямое отношение к появлению в технологии бетона добавок – модификаторов на основе кремнийорганических соединений, отечественных суперпластификаторов, регуляторов твердения и полифункциональных комплексных модификаторов, т.е. продуктов, без которых невозможно представить современные бетоны. Разработки В.Г.Батракова применялись на важнейших, наиболее значимых, стройках СССР и современной России – от Зейской ГРЭС до сооружений Москва-Сити.

Коллектив НИИЖБ, многочисленные последователи и ученики, редакция и редколлегия журнала "Бетон и железобетон", членом которой В.Г. Батраков состоял долгие годы, глубоко скорбят о невозможной потере коллеги, товарища, учителя.

Память о Владимире Григорьевиче Батракове навсегда сохранится в наших сердцах.

Шилин А.А. Кирпичные и каменные конструкции. Повреждения и ремонт: Учебное пособие для ВУЗов. - М.: издательство "Горная книга", издательство Московского государственного горного университета, 2009. - 214с.: ил. (Стройтехиздат)

В книге изложены важнейшие принципы и методы диагностики и оценки состояния каменных и кирпичных строительных конструкций. Дан серьезный анализ особенностей эксплуатации каменных и кирпичных зданий и сооружений.

Рассмотрены современные технологии и материалы для ремонта, реставрации, а также защиты от воздействий окружающей среды и несоблюдения правильного эксплуатационного режима.

Описаны и систематизированы различные типы и виды повреждений и дефектов конструкций. Проанализированы причины, их вызывающие.

В книге обобщены результаты многолетнего изучения отечественного и зарубежного опыта ремонта и реставрации кирпичных и каменных конструкций, включая более чем двадцатилетний опыт автора, полученный им при выполнении подобных работ на объектах различного назначения.

В книге собран богатейший иллюстративный материал – технологические схемы, рисунки, чертежи, а также большое количество фотографий из разных городов и стран.

Методы контроля качества материалов и строительных конструкций. Лабораторный практикум / Шилин А.А., Кириленко А.М., Загоршменный А.И. и др. / Под ред. проф., д.т.н. Шилина А.А. - М.: издательство "Горная книга", издательство Московского государственного горного университета, 2009. - 214с.: ил. (Стройтехиздат)

В лабораторном практикуме описаны методы, основанные на многолетнем опыте практических и научно-исследовательских работ по контролю качества строительных конструкций и материалов с учетом самых современных разработок, используемых в мировой и отечественной практике.

Рассмотрены схемы применения методов неразрушающего и разрушающего контроля для оценки состояния строительных конструкций. Приведены примеры наиболее типичных видов дефектов и повреждений конструкций и сооружений.

Описаны виды и типы самых современных приборов, используемых для определения и оценки самых различных параметров и характеристик конструкций и материалов.

Даны практические, а также научно-теоретические рекомендации для специалистов, занимающихся вопросами диагностики и оценки состояния строительных конструкций.

Книга рекомендована также как учебное пособие для студентов и аспирантов соответствующих ВУЗов и специальностей.

Книга оснащена богатым справочно-иллюстративным материалом.

Шилин А.А. Ремонт строительных конструкций с помощью инъецирования: Учебное пособие для ВУЗов. - М.: издательство "Горная книга", издательство Московского государственного горного университета, 2009. - 170с.: ил. (Стройтехиздат)

В книге рассматриваются практически все аспекты использования современных инъекционных технологий при строительстве, ремонте, реставрации и усилении конструкций и сооружений различного назначения, а также при укреплении грунтовых и породных массивов.

Описаны технологии герметизации трещин и пористых участков в кирпичных, каменных и железобетонных конструкциях; упрочнения кирпичных, каменных и трещиноватых бетонных конструкций больших размеров; заполнения пустот в конструкциях и за ними.

Приведены варианты технических приемов и проектных решений, а также принципы расчета параметров инъецирования.

Описано большое число практических примеров применения новейших материалов для инъецирования, приведены технические характеристики.

Рассмотрены способы нагнетания, виды используемого оборудования.

Значительное внимание уделено такому важному фактору, как контроль производства инъекционных работ.

Книга написана на основе изучения зарубежного и отечественного опыта, а также многолетних научных и практических работ автора в этой области.

Книга оснащена богатым справочно-иллюстративным материалом.

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: info@triadaholding.ru

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

Подписано в печать 25.03.10. Формат 60x88 1/8. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1

Усл.печ.л. 4,0. Тираж 930 экз. Заказ №

Адрес для писем:

111672, Москва, ул. Новокосинская, д. 14, корп. 2, кв. 172

E-mail: magbeton@rambler.ru

<http://www.cstroy.ru/kindwork/lzdat/beton>

Тел. (495) 703-9762

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