

## СОДЕРЖАНИЕ

### НАШИ ЮБИЛЯРЫ

|  |   |
|--|---|
| ЗАБЕГАЕВ А.В., СЕНИН Н.И. Научно-исследовательская работа в области бетона и железобетона в МГСУ .....                         | 2 |
| ТАМРАЗЯН А.Г., ХЕТАГУРОВ А.Т. Влияние реологических свойств структуры на долговечность бетона .....                            | 4 |
| ЕСАЯН С.Г. Собственные колебания вязкоупругой модели наследственного старения .....  | 6 |
| ТАМРАЗЯН А.Г. К оценке определения уровня риска чрезвычайных ситуаций по основным признакам его проявления на сооружения ..... | 8 |

### БЕТОНЫ

|  |    |
|--|----|
| КАПРИЕЛОВ С.С., ШЕЙНФЕЛЬД А.В. Влияние состава органоминеральных модификаторов бетона серии "МБ" на их эффективность ..... | 11 |
|--|----|

### АРМАТУРА

|   |    |
|---|----|
| ПОЛОЖНОВ В.И., ТРИФОНОВ В.И. Преднапряжение и трещиностойкость сборных железобетонных конструкций, армированных мягкими сталями ..... | 16 |
|---|----|

### ВОПРОСЫ УПРАВЛЕНИЯ И АВТОМАТИЗАЦИИ

|   |    |
|---|----|
| КАЛЬГИН А.А. Математическая модель теплопереноса в системах транспортирования битума при приготовлении асфальтобетонной смеси ..... | 19 |
|---|----|

### ТЕОРИЯ

|   |    |
|---|----|
| ФАХРАТОВ М.А., БОРОВСКИХ А.В., БОНДАРЕНКО В.М. Некоторые закономерности силового сопротивления бетона ..... | 22 |
|---|----|

### ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

|  |    |
|--|----|
| ВАСИЛЬЕВ А.И., БЕЙВЕЛЬ А.С., ПОДВАЛЬНЫЙ А.М. О выборе толщины защитного слоя бетона мостовых конструкций ..... | 25 |
|--|----|

### В ПОРЯДКЕ ОБСУЖДЕНИЯ

|  |    |
|--|----|
| ЮСУПОВ Р.К. Пути развития механики разрушения бетона ..... | 28 |
|--|----|



*А.В.ЗАБЕГАЕВ, д-р техн. наук, проф., проректор, зав.кафедрой ЖБКК, Н.И.СЕНИН канд.техн. наук, проф., декан факультета ПГС (Московский государственный строительный университет)*

### Научно-исследовательская работа в области бетона и железобетона в МГСУ



В нынешнем году исполняется 80 лет со дня основания ведущего строительного вуза России — МГСУ (бывший МИСИ им.В.В.Куйбышева) и одного из его крупнейших факультетов “Промышленное и гражданское строительство”.

За годы своего существования факультет ПГС подготовил свыше 10000 инженеров-строителей, около 600 кандидатов и докторов наук, 500 специалистов различных уровней для зарубежных стран. Выпускники факультета всегда занимали ведущие позиции в строительном комплексе страны и Москвы.

Научно-исследовательская и научно-производственная работа сегодня ведется на семи кафедрах и в шести лабораториях факультета, где трудится 163 преподавателя, в том числе 48 профессоров и 92 доцента, а также аспиранты и студенты старших курсов. До последнего времени действовало четыре специализированных совета — два по защите докторских и два по защите кандидатских диссертаций.

Факультет ПГС обладает мощным научным и преподавательским потенциалом по подготовке инженеров строительного и архитектурного профиля. В 1999 г. он первым в Российской Федерации получил международную аккредитацию в “Международном институте инженеров-строителей”. Факультет выполняет большой объем работ по реальным заказам научно-исследовательских институтов, производственных предприятий и других организаций, принимает активное участие в реконструкции зданий и сооружений строительного комплекса страны.

В области бетона и железобетона исследованиями в основном занимается одна из ведущих и старейших кафедр факультета — кафедра железобетонных и каменных конструкций. Ее история неразрывно связана с именами выдающихся ученых, возглавляющих кафедру и работавших на ней в разное время: А.Ф.Лолейта, П.Л.Пастернака, В.И.Мурашова, В.Н.Байкова, П.Ф.Дроздова, Э.Е.Сигалова, И.А.Трифонова, Н.Н.Попова, Н.Н.Складнева, К.К.Антонова и других.

В настоящее время научно исследовательская работа на кафедре ведется по следующим направлениям:

долговечность и надежность железобетонных конструкций и сооружений с учетом износа, локальных повреждений, фактора времени и пространственного характера работы при действии переменных статических нагрузений в неизотермических условиях (профессора В.О.Алмазов, Л.М.Пухонто, Б.С.Расторгуев, ст.преп. В.В.Павлинов);

деформирование железобетонных конструкций при особых динамических воздействиях эксплуатационного и аварийного характера (профессора А.В.Забегаев, Б.С.Расторгуев, В.И.Жарницкий, Ю.Т.Чернов, доценты А.А.Беликов, А.И.Плотников, В.В.Данель, С.О.Курнавина);

напряженно-деформированное состояние несущих систем, конструктивных элементов и их стыков в многоэтажных зданиях различной конструкции с учетом факторов действительной работы, в том числе нелинейного поведения конструкций, деформированной схемы сооружения, взаимодействия с грунтовым основанием и т.п. (проф. Л.Л.Паньшин, доценты Н.И.Сенин, Р.А.Айвазов, А.Ю.Родина, В.Н.Шпанова, ст.преп. Т.А.Щепетьева);

сопротивление железобетонных конструкций при сложных напряженно-деформированных состояниях (косое внецентренное сжатие, кручение и т.п.) и действительная работа сборных железобетонных элементов при их совместном деформировании под нагрузкой (профессора А.К.Фролов, А.И.Бедов, доценты В.И.Фомичев, С.В.Горбатов, ст.преп. В.А.Чистяков);

структурные модели деформирования бетона; комплексная оценка и управление риском и инженерная безопасность в строительном проектировании с учетом особых воздействий природного и техногенного характера (сейсмика, взрыв, пожар, аварийный удар и пр.) на здания и сооружения (профессора А.В.Забегаев, А.Г.Тамразян);

разработка конструктивных решений и проектирование железобетонных конструкций на основе легких и ячеистых бетонов, бетонов на вторичных заполнителях, стеклофибробетонов с эффективными системами армирования (проф. Н.Г.Головин, доц. А.В.Глаголев, ст.преп. А.М.Набатников, асс. П.Н.Конкин и др.);

обследование и реконструкция зданий и сооружений различного назначения с оценкой влияния дефектов и повреждений на работу железобетонных и каменных конструкций; проектирование усилений железобетонных и каменных конструкций (профессора А.И.Белов, Н.Г.Головин, А.К.Фролов, доценты С.В.Горбатов, А.И.Плотников, В.И.Фомичев, А.Н.Топилин, В.Ф.Сапрыкин, И.В.Лапицкий).

Следует отметить, что начиная с 90-х годов двадцатого столетия наука в целом, и вузовская в частности, переживает не лучшие времена: практически отсутствует бюджетное финансирование, низка востребованность крупных научных разработок со стороны реального производства, снижается статус научного работника. В результате такой политики научные школы теряют кадры и свои позиции в мировой науке, стареет кадровый состав и материально-техническая база для проведения научных исследований.

В сложившейся ситуации преподаватели вузов вынуждены искать дополнительные заработки на стороне и хорошо еще, если эта дополнительная работа связана с профессиональной деятельностью. Такое положение не устраивает никого. И здесь возможны два варианта: либо смириться со сложившейся ситуацией и ждать, когда произойдут изменения в лучшую сторону, либо искать какие-либо выходы из такого трудного положения. Факультет и кафедры пошли по второму пути.

В 1999 г. на факультете ПГС была вновь введена должность заместителя декана по науке; создан научно-технический совет. В его задачу входит: подготовка концептуальных и перспективных предложений и рекомендаций по развитию научных исследований, по эффективному внедрению результатов научных исследований коллектива преподавателей и сотрудников факультета в целом и, в частности, кафедры железобетонных и каменных конструкций в практику строительства и в учебный процесс; совершенствование организационных форм научно-исследовательской работы среди молодых ученых и студентов; разработка предложений и мер по сохранению научного потенциала факультета, сохранению и развитию научных школ; развитие научных и производственных связей со строительным комплексом Москвы и Московской области; научного сотрудничества с зарубежными организациями.

С целью омоложения кадрового состава в университете создан фонд поддержки молодых ученых и преподавателей, в организации которого факультет принял активное участие.

В прошлом году факультет провел научно-техническую конференцию молодых ученых, в которой приняли

участие более 60 молодых специалистов вузов и научно-исследовательских организаций со всей России; Международную научно-практическую конференцию "Строительные конструкции XXI века"; принял активное участие в организации и проведении городской научно-практической конференции "Современные технологии в строительстве. Образование, наука, практика", прошедшей в начале этого года в мэрии Москвы.

Факультет и кафедра активно участвуют в непрерывном профессиональном образовании и послевузовской профессиональной аттестации специалистов Московского строительного комплекса, проводимыми в соответствии с постановлением Правительства Москвы с 1 января 2001 г.

Дипломные проекты, выполненные на кафедре железобетонных и каменных конструкций, постоянно участвуют во Всероссийских конкурсах дипломных проектов, целый их ряд отмечен знаками лауреатов и дипломантов.

Ведущая роль принадлежит кафедре в образовательном пространстве России и СНГ в области бетона, железобетона и каменных конструкций. В 2000 г. на базе Казанской государственной архитектурно-строительной академии проведено совещание заведующих кафедр железобетонных и каменных конструкций, в работе которого приняли участие представители 38 кафедр вузов России, Беларуси, Украины, а также представители НИИЖБ и РААСН.

На совещании обсуждены вопросы перспектив развития железобетона, новых тенденций в образовательном процессе, представлен проект новой программы курса "Железобетонные и каменные конструкции" для вузов, рассматривалась возможность применения информационных технологий в преподавании курса и др.

Активная работа ведется в области международного научного сотрудничества. На различные семинары к нам приезжают специалисты из Германии, Финляндии, Великобритании, Японии, Китая, США и других стран.

Объединяя усилия смежных кафедр вуза, занимающихся различными аспектами науки и практики железобетона, число которых в МГСУ достигает 15, кафедра железобетонных и каменных конструкций регулярно проводит семинары, позволяющие оценить и скоординировать усилия коллег. Следующий семинар намечен на вторую половину текущего года.

Несмотря на упомянутые ранее трудности, факультет и кафедра железобетонных конструкций полны желания отдавать все свои силы становлению новой России.

## Влияние реологических свойств структуры на долговечность бетона

Длительное сопротивление бетона внешним тепловым и силовым воздействиям проявляется в структурных изменениях, измеряемых по приращениям деформаций укорочения, удлинения и пористости в структуре.

Долговечность бетона является предельным уровнем напряженного состояния в структурных элементах, при котором повышение критических размеров и количества дефектов в виде капилляров, пор, микротрещин вследствие физико-химических процессов вызывает возрастание внутренних сил и напряжений и проявляется в локальных зонах в развитии макротрещин.

Физико-механические и физико-химические процессы, протекающие в структуре бетона, как следствие внешних воздействий, способствуют формоизменению дефектов, их объединению, заполнению ими локальных объемов вплоть до критических, вызывающих макротрещины и изменение геометрических размеров сечений конструктивных элементов.

Разрушение — не только механическое явление, его закономерности определяются кристалло-химическими свойствами матрицы нагруженного бетона с учетом строения ионных кристаллов в единичных контактах и физических дефектах структуры.

Напряженно-деформированное состояние конструкций зависит от уровня напряжений, количества дефектов в структурных элементах бетона и арматурной стали. Трещины в структуре бетона, развивающиеся по механизмам нормального отрыва и поперечного сдвига, оказывают доминирующее влияние на несущую способность сечений бетонных и железобетонных конструкций.

Наращение во времени прочности бетона практически не влияет на долговечность конструкций, которую всегда лимитирует его понижающая трещиностойкость. Это объясняется тем, что в вершинах пустот: пор, капилляров и дефектов структуры интенсивность напряжений достигает критических значений, и параметры трещиностойкости достигают в пределе для деформаций отрыва величины

$$K^{lim} = K_c^{max} / \sqrt{1 + 2E(1 - \nu^2)C(\infty, \tau)}. \quad (1)$$

При определении долговечности материалов и конструкций на стадии роста трещин в данной работе используется понятие скорости понижения параметра вязкости  $\eta$  от действия статической и циклической нагрузок, от тепловлажностного воздействия. Долговечность данного элемента определяет время

(или число циклов), за которое трещина от начальной длины  $l_{cr}^0$  вырастет до критической  $l_{cr}^{cr}$ .

Параметрами модели в характерных точках  $t, W, P$  диаграммы состояния будут следующие характеристики:  $l_c$  и  $a_c$  — начальные размеры пустоты — капилляра;  $W$  — влажность и  $t$  — температура цементного камня.

Рассмотрим состояние I при условии:  $T = const, W \neq const, P \neq const$ . Капиллярные силы определим по формуле

$$P_c = \pi \sigma a_c \cos \theta, \quad (2)$$

где  $\sigma = \sigma_0 (1 - t/t_k)$  — поверхностное натяжение жидкости,  $t_k = 370^\circ$  (для воды),  $\sigma_0 = 0,076 \text{ Н/м}$  ( $t = 0^\circ\text{C}$ );  $\theta$  — угол смачивания или краевой угол на границе "жидкость - стенка капилляра".

Точки приложения сил  $P_c$  зависят от  $W$ . Учитывая приращение количества воды в капилляре за счет изменения влажности

$$b_c = l_c/2(1 - W/100). \quad (3)$$

Коэффициент интенсивности напряжений (КИН) при нормальном отрыве  $K_1$  для плоского напряженного состояния имеет вид

$$K_1 = 2P_c \sqrt{\frac{l_c}{2}} / \sqrt{\pi \left( \frac{l_c^2}{4} - b_c^2 \right)} \quad (4)$$

а коэффициент интенсивности напряжений от действия капиллярных сил

$$K_1 = 2P_c \sqrt{\frac{l_c}{2}} / \sqrt{\pi \left( \frac{l_c^2}{4} - b_c^2 \right)} \cdot \lambda_c. \quad (5)$$

Принимая во внимание (2) и (3), имеем

$$K_1 = \frac{4\sqrt{\pi}}{\sqrt{2}} \cdot a_c \cdot \cos \theta \cdot \sigma_0 \cdot \left(1 - \frac{t}{t_k}\right) / \lambda_c \sqrt{l_c \left[1 - \left(1 - \frac{W}{100}\right)^2\right]}. \quad (6)$$

Таким образом, коэффициент интенсивности напряжений при нормальном отрыве от капиллярных сил определяется геометрическими размерами капилляра  $a_c, l_c$  его заполнением влагой  $W$ , углом

смачивания  $\theta$ ,  $\sigma_0$  поверхностным натяжением при  $0^\circ\text{C}$ ,  $t$  температурой, расстоянием между капиллярами  $\lambda_c$ .

Рассмотрим капиллярные микродефекты в 1-ом диапазоне температур (вода).

На капилляр действует система сил, показанная на рис.1. Силы  $P_c$  определяются капиллярным давлением;  $P_w$  — расширением воды при повышении температуры;  $P_{cs}$  — расширением кристаллической системы;  $\tau$  — касательными напряжениями, возникающими от действия сил в капиллярах, где  $l_c$  — длина капилляра; величина  $b_c$  зависит от влажности собственно цементного камня,  $a_c$  — диаметр пустоты — капилляра.

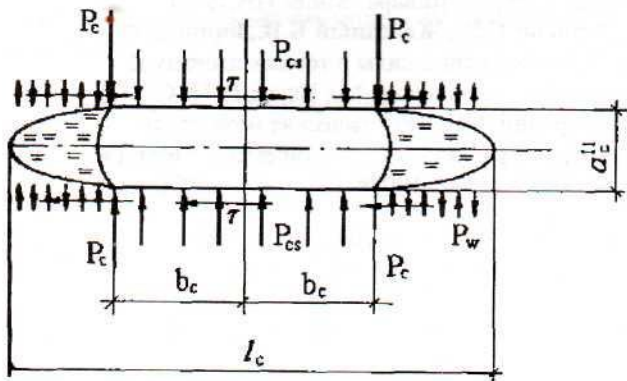


Рис. 1. Система сил, действующих на заполненный водой капилляр

$$\text{Таким образом, } K_{l,t}^I = K_{l,t}^{IC} - K_{l,t}^{IW} + K_{l,t}^{LCS}. \quad (7)$$

Тогда, согласно [1]

$$K_{l,t}^{IC} = (4\sqrt{\pi}/\sqrt{2})a_c \cos\theta\sigma_0(1-t/t_k) / \lambda_c \sqrt{l_c [1 - (1-W/100)^2]}. \quad (8)$$

Капиллярные силы определяются по

$$P = P_w \pm P_s. \quad (9)$$

Величина  $P_w$  определится из  $P_w = a_{t,w} \Delta t E_w$ , (10)

а величина  $a_{t,w} = 0,000067 + 0,0000076 t$ .

В прослойках воды между гидрофильными поверхностями структурные силы вызывают отталкивание поверхностей, здесь  $P_s > 0$ . Гидрофобные поверхности трещин испытывают в воде силы структурного притяжения ( $P_s < 0$ ). Из экспериментов и теоретического рассмотрения следует, что структурные силы экспоненциально зависят от толщины прослойки:

$$P_s(h) = K \exp(-h/l). \quad (11)$$

Для воды вблизи силикатных поверхностей  $l \approx 1\text{нм}$  и  $K \approx 10^2 \div 10^3 \text{Н/см}^2$ .

Вблизи гидрофобных поверхностей плотность воды понижена и давление на стенки  $P$  меньше  $P_0$  в объемной жидкой фазе. В результате расклинивающее

давление  $P_s = P - P_0 < 0$  отрицательно, что ведет к притяжению гидрофобных поверхностей в воде.

Вблизи гидрофильных поверхностей плотность воды повышена и давление на стенки выше  $P_0$ . Структурная составляющая расклинивающего давления здесь положительна ( $P_s > 0$ ). Резкое возрастание структурных сил отталкивания при утончении водных прослоек препятствует слипанию частиц гидрофильных коллоидов и обеспечивает устойчивость тонких пленок воды на гидрофильных поверхностях.

Исследование состояния влаги в пористых телах давно уже привели к выводу об особом характере ее свойств вблизи поверхности частиц и о существовании так называемой связанной воды в дисперсных системах. Здесь имеет место некоторое повышение плотности воды и снижение тангенциальной подвижности ее молекул в слоях толщиной в несколько нанометров, что должно проявляться макроскопически как рост вязкости граничных слоев воды.

На рис.2 показаны результаты прямых измерений вязкости воды в кварцевых капиллярах [2]. С уменьшением радиуса капилляров средняя вязкость воды растет на 35-40%.

$\eta/\eta_0$

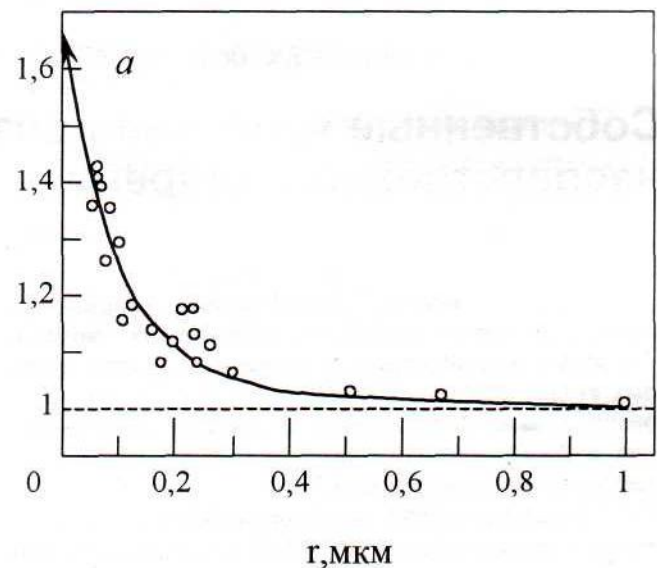


Рис. 2. Зависимость средней вязкости воды ( $\eta$ ) в тонких кварцевых капиллярах от их радиуса ( $r$ ) при  $21^\circ\text{C}$ :  $\eta$  — вязкость объемной воды

КИН от температурного расширения воды в вершинах капилляра

$$K_{l,t}^{I,W} = \alpha_{t,W} \Delta T E_w \sqrt{\pi l_c / 2} [1 - (2/\pi) \arcsin(2b_c/l_c)] \quad (12)$$

Величина  $P_{cs}$  определится из

$$P_{cs} = \alpha_{t,cs} \Delta T E_{cs}. \quad (13)$$

В построении данной модели большую роль играет корректное знание основной характеристики трещиностойкости  $K_{IC}$  для цементного камня, в том числе и с учетом изменения его влажности и температуры.

Обобщив имеющиеся малочисленные экспериментальные данные по величине  $K_{IC}^{тк}$ , можно отметить, что определяющее влияние на нее имеет вязкость цементного камня  $\eta$ , напрямую зависящая от В/Ц и пористости [3]. Величина  $K_{IC}^{тк}$  в зависимости от  $\eta$  для бетонов на гранитном щебне приведена в таблице.

|               |      |      |      |      |      |      |
|---------------|------|------|------|------|------|------|
| $\eta$        | 1,79 | 0,83 | 0,31 | 0,12 | 0,05 | 0,02 |
| $K_{IC}^{тк}$ | 0,45 | 0,24 | 0,20 | 0,18 | 0,15 | 0,12 |

Построенная модель может быть применена и на макроуровне: для цементно-песчаного раствора или бетона, т.е. модель является иерархической системой, пригодной для описания процессов разрушения бетона на любых уровнях рассмотрения его структуры.

С.Г.ЕСАЯН, канд. техн. наук, доцент (МГСУ-АГИУ)

## Собственные колебания вязкоупругой модели наследственного старения

Общие методы определения напряженно-деформированного состояния вязкоупругих моделей сводятся к решению системы уравнений, в состав которых входят не зависящие от свойств деформации материалов уравнения равновесия и совместности деформаций, а также уравнения, определяющие закономерности деформирования материалов [1].

Рассматриваемая вязкоупругая модель наследственного старения бетона (ВУМНС) [2] состоит из стареющей упругой пружины-с жесткостью  $E(t)$ , первого вязкостареющего элемента-с погонной вязкостью  $\eta(t)$ , второго вязкостареющего элемента-с погонной вязкостью  $\mu(t)$ , и второй стареющей упругой пружины-с жесткостью  $H(t)$  (рис.1). При этом:  $E, H$  – измеряется [па.см],  $\eta, \mu$  – [па. см. сек].

Для создания инерционной системы к первой упругой пружине модели жестко подкрепляется масса  $m$ .

Изменяющийся во времени параметр вязкости может определяться экспоненциальной зависимостью

$$\eta(t) = \eta_{\infty} - (\eta_{\infty} - \eta_0) e^{-t/T}, \quad (1)$$

где  $\eta_{\infty}, \eta_0$  – начальное (при  $t=0$ ) и конечное (при

Введя соответствующие характеристики для материалов заполнителя и цементной матрицы, можно получить деформативные и прочностные параметры развивающихся трещин для бетона в случае изменения его влажности и температуры

### Библиографический список

1. Леонович С.Н., Гузев Е.А., Пирадов К.А. Физико-механические основы долговечности бетона // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь. Сб. науч. трудов Респ. научно-методического семинара. - Мн. БГПА, 1999г.
2. Дерягин Б.В., Железный Б.В., Зорин З.М. и др. // Поверхностные силы в тонких пленках и устойчивость коллоидов. М.: Наука, 1974. С.90-97.
3. Тамразян А.Г. Реологические показатели структурообразования бетонной смеси. «Бетон и железобетон», №2, 1998г.

$t=\infty$ ) значения параметра вязкости,  $T$  – параметр, определяемый соотношением

$$T = t / \ln \left( \frac{\eta_{\infty} - \eta_0}{\eta_{\infty} - \eta} \right). \quad (2)$$

Общее перемещение модели складывается из перемещений:  $y_1$  – перемещение первой пружины,  $y_2$  – перемещение первого вязкого элемента,  $y_3$  – перемещение

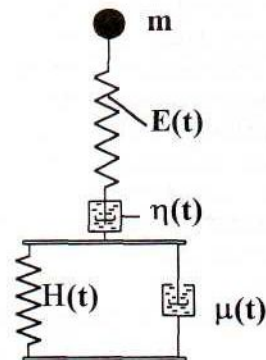


Рис. 1. Вязкоупругая модель наследственного старения бетона

наследственного механизма (совместное перемещение вторых-пружины и вязкого элемента):

$$y = y_1 + y_2 + y_3. \quad (3)$$

Внутреннее усилие в каждом механизме, вызванное соответствующими перемещениями  $y_1, y_2, y_3$ :

$$R_1 = E\dot{y}_1; R_2 = \eta\dot{y}_2; R_3 = Hy_3 + \mu\dot{y}_3. \quad (4)$$

Из условий равновесия:

$$R_1 = R_2 = R_3 = R = -m\ddot{y}. \quad (5)$$

Условия (3)–(5) приводят к дифференциальному уравнению движения модели ВУМНС четвертого порядка:

$$\ddot{y} + a_1\ddot{y} + a_2\dot{y} + a_3y = 0, \quad (6)$$

с коэффициентами:

$$\left. \begin{aligned} a_1 &= \frac{E(\eta + \mu)}{\eta\mu} + \frac{E\dot{\mu} - 2\mu\dot{E}}{E\mu} + \frac{H}{\mu} - \frac{\dot{H}}{H}, \\ a_2 &= \frac{E}{m} + \frac{2\dot{E}^2}{E^2} - \frac{\dot{\eta}E}{\eta^2} + \frac{\dot{\mu} + H}{\mu} \left( \frac{E}{\eta} - \frac{\dot{E}}{E} \right) - \frac{\ddot{E}}{E} + \frac{E\dot{H}}{H\mu} \left( \frac{\dot{E}}{E^2} - 1 - \frac{1}{\eta} \right), \\ a_3 &= \frac{E(H + \dot{\mu})}{m\mu}. \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

В общем случае коэффициенты  $a_i$  – зависят от времени  $t$ . Однако для процесса свободных колебаний – имеющий скоротечно затухающий характер, величины  $a_i$  будут зафиксированы в своем исходном значении – в момент начала отсчета времени  $t = \tau_1$ , т.е.  $a_1 = a_1(\tau_1)$ ,  $a_2 = a_2(\tau_1)$ ,  $a_3 = a_3(\tau_1)$ . Снизим порядок дифференцирования уравнения (6):

$$\ddot{y} + a_1\dot{y} + a_2y = C_1, \quad (8)$$

где  $C_1$  – постоянная интегрирования.

Общее решение неоднородного дифференциального уравнения (8) состоит из его частного решения и общего решения соответствующего однородного дифференциального уравнения:

$$\ddot{y} + a_1\dot{y} + a_2y = 0. \quad (9)$$

Если через  $B$  и  $K$  обозначить:

$$B = \frac{a_2}{3} - \frac{a_1^2}{9}; K = \frac{a_1a_2}{6} - \frac{a_1^3}{27} - \frac{a_3}{2}, \quad (10)$$

то в зависимости от соотношений величин  $B$  и  $K$  могут быть три варианта движения.

Рассмотрим случай:

$$B^3 + K^2 > 0. \quad (11)$$

В этом случае – один корень характеристического уравнения  $z^3 + a_1z^2 + a_2z + a_3 = 0$  действительный, а два остальных сопряженно-комплексные:

$$\left. \begin{aligned} z_1 &= h + v + \frac{a_1}{3}; \\ z_2 &= -\frac{1}{2}(h + v) + \frac{a_1}{3} + \frac{\sqrt{3}}{2}(h - v); \\ z_3 &= -\frac{1}{2}(h + v) + \frac{a_1}{3} - \frac{\sqrt{3}}{2}(h - v), \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

$$v = \sqrt[3]{K - \sqrt{K^2 + B^3}}; h = \sqrt[3]{K + \sqrt{K^2 + B^3}}. \quad (13)$$

Общее решение дифференциального уравнения (9):

$$y_1 = C_2 e^{-z_1(t-\tau_1)} + [C_3 \sin \varphi(t-\tau_1) + C_4 \cos \varphi(t-\tau_1)] e^{-\beta(t-\tau_1)}$$

где:

$$\beta = -\frac{1}{2}(h + v) + \frac{a_1}{3}; \varphi = \frac{\sqrt{3}}{2}(h - v). \quad (14)$$

Учитывая частное решение уравнения (6):

$y_2 = C_1$ , получим его общее решение:

$$y = C_1 + C_2 e^{-z_1(t-\tau_1)} + [C_3 \sin \varphi(t-\tau_1) + C_4 \cos \varphi(t-\tau_1)] e^{-\beta(t-\tau_1)}. \quad (15)$$

Очевидно, что весь колебательный процесс развертывается вокруг экспоненциальной затухающей кривой  $Y(t) = C_1 + C_2 e^{-z_1(t-\tau_1)}$ . Здесь  $\beta$  – параметр затухания колебания,  $\varphi$  – собственная циклическая частота модели ВУМНС.

Произвольные постоянные интегрирования  $C_i$  определяются из начальных условий – в виде системы уравнений:

$$\left. \begin{aligned} y(\tau_1) &= C_1 + C_2 + C_4; \\ y'(\tau_1) &= -z_1 C_2 + \varphi C_3 - \beta C_4; \\ y''(\tau_1) &= z_1^2 C_2 - 2\beta\varphi C_3 + (\beta^2 - \varphi^2) C_4; \\ y'''(\tau_1) &= -z_1^3 C_2 + (3\beta^2 - \varphi^2)\varphi C_3 + \\ &+ (3\varphi^2\beta - \varphi\beta^2 - \beta^3) C_4, \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

где  $y(\tau_1)$ ,  $y'(\tau_1)$  – заданы по условию задачи, а  $y''(\tau_1)$ ,  $y'''(\tau_1)$  для модели ВУМНС имеют значения:

$$y''(\tau_1) = -\frac{E(\tau_1)}{m} y(\tau_1); \quad (17)$$

$$y'''(\tau_1) = \frac{E^2(\tau_1)}{m} y(\tau_1) \left[ \frac{1}{\mu(\tau_1)} + \frac{1}{\eta(\tau_1)} - \frac{E'(\tau_1)}{E^2(\tau_1)} \right] -$$

$$-\frac{E(\tau_1)}{m} y'(\tau_1)$$

Если в (16) заменить произвольные постоянные  $C_3$  и  $C_4$  на  $S_0$  и  $\gamma$ :

$$C_3 = S_0 \cdot \sin \gamma; C_4 = S_0 \cdot \cos \gamma, \quad (18)$$

то можно решению (16) придать иную форму записи:

$$y(t) = Y(t) + S_0 \sin[\varphi(t-\tau_1) + \gamma] e^{-\beta(t-\tau_1)} \quad (19)$$

Здесь  $S_0 = \sqrt{C_3^2 + C_4^2}$  – начальная максимальная амплитуда свободного колебания модели, по отношению к кривой  $Y(t)$ ,  $\gamma = \arctg \frac{C_3}{C_4}$  – сдвиг начальной фазы.

Период свободных колебаний ВУМНС:

$$T = \frac{2\pi}{\varphi} = \frac{4\pi}{\sqrt{3}(h-v)} \quad (20)$$

Коэффициент затухания амплитуды:

$$\psi = \frac{Se^{-\beta(t-\tau_1)}}{Se^{-\beta(t-\tau_1+T)}} = e^{\beta T} \quad (21)$$

Очевидно, что для модели ВУМНС коэффициент амплитудного затухания постоянная величина, что указывает на характер убывания амплитудных отклонений в виде геометрической прогрессии.

Логарифмический декремент собственных колебаний модели:

$$\xi = \ln \psi = \beta T \quad (22)$$

Как следует из выведенной формул: период колебания  $T$ , динамический параметр затухания (релаксации) колебания  $\beta$ , коэффициент амплитудного затухания  $\psi$ , логарифмический декремент  $\xi$ , циклическая частота собственных колебаний  $\varphi$  – для

модели ВУМНС инварианты по отношению к начальным условиям движения и целиком определяются реологическими параметрами моделей и подключенной к ней массой  $m$ . По существу, параметры  $\varphi$ ,  $T$ ,  $\beta$ ,  $\psi$ ,  $\xi$  – являются основными динамическими характеристиками модели ВУМНС.

Необходимо иметь в виду, что релаксационно затухающая кривая собственных колебаний модели, ограничена огибающими кривыми:

$$y_{ог} = Y(t) \pm Se^{-\beta(t-\tau_1)} \quad (23)$$

Огибающие кривые рожкообразно охватывают весь процесс собственного колебания и по мере затухания, сужаясь, стремятся слиться со смещенной осью  $y = C_1$ , при полном затухании колебания.

При  $K^2 + B^3 < 0$  происходит аperiодическое движение, а в случае  $K^2 + B^3 = 0$  аperiодически затухающее движение модели.

#### Библиографический список

1. Тамразян А.Г. Реологическая модель деформирования бетона. «Бетон и железобетон», №1, 1998г. с.20-22.
2. Есаян С.Г. Реологическое моделирование теории старения и наследственной теории старения бетона. БАС, Ереван, 2000, №1.

А.Г. ТАМРАЗЯН, д-р техн. наук, профессор (МГСУ)

## К оценке определения уровня риска чрезвычайных ситуаций по основным признакам его проявления на сооружения

Использование в строительстве методики нормирования, основанной на коэффициентах надежности, теоретически обеспечивает безопасность строительных конструкций. Однако опыт эксплуатации конструкций показывает, что надежность является необходимым, но не достаточным условием безопасности. По ориентировочным оценкам специалистов, вероятность отказа зданий и сооружений составляет примерно  $10^{-3}$  для предельных состояний второй группы и  $10^{-5}$  для состояний с катастрофическими последствиями.

В действительности вероятность катастрофических отказов значительно выше. Анализ отдельных подходов к риску показывает, что во всех случаях необходимо количественно оценивать уровень риска. В настоящее время практически отсутствуют жесткие требования по установлению уровней риска, в том числе и приемлемого.

Численное значение риска чаще всего определяется по вероятности наступления нежелательного события на основании статистических данных, которые применительно к ЧС не всегда наличествуют [1]. Поэтому для определения оценки уровня риска предлагается использовать объектно-ориентированный анализ повреждения сооружений.

К внешним причинам, провоцирующим аварию, в данной работе приняты факторы риска техногенного (взрывы, пожары) и природного характера (землетрясения). Плотность распределения таких суммарных рисков позволяет использовать распределение Пуассона.

В общем случае реакция объекта на воздействия ЧС может характеризоваться несколькими параметрами [2]. Применительно к рассматриваемым воздействиям, в качестве одного из признаков проявления чрезвычайной ситуации на объект принимается



интегральная характеристика  $d_k$  - степень повреждения объекта.

В значении уровня риска вносятся условные вероятности  $R(d_k=d^*/S_i)$  появления события  $d_k$  при ЧС уровня  $S_i$ . Уровни риска задаются рядом от  $10^{-5}$  до  $10^{-6}$  с интервалом 0,1.

Вероятность  $R(S_i/d_k=d^*)$  определяется по формуле Бейеса, записываемой в рассматриваемом случае в виде

$$R(S_i/d_k=d^*) = \frac{P(S_i)R(d_k=d^*/S_i)}{\sum_{i=1}^N P(S_i)R(d_k=d^*/S_i)}, \quad (1)$$

причем  $S_i$  ( $i=1,2,3,\dots, n=9$ ) означает возможный в данном регионе максимально допустимый уровень риска при учете нескольких значений  $d_k$

$P(S_i)$  представляет собой априорную вероятность возникновения в данном регионе ЧС уровня  $S_i$ ; она может быть определена по закону Пуассона:

$$P(S_i) = \frac{\bar{S}_i^{S_i} e^{-\bar{S}_i}}{S_i!}, \quad (2)$$

где  $\bar{S}_i$  - среднее значение уровня проявления ЧС в данном регионе.

Известно, что параметр интенсивности, которым определяется распределение Пуассона, равен математическому ожиданию этого распределения. Поскольку в качестве оценки математического ожидания принимают выборочную среднюю  $\bar{S}_i$ , то ее можно использовать и в качестве оценки интенсивности появления случайной величины.

В этом случае

$$\bar{S}_i = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot n_i^*}{n^*} = \frac{S_1 \cdot n_1^* + S_2 \cdot n_2^* + \dots + S_n \cdot n_n^*}{n^*}, \quad (3)$$

где  $n_i^* = n_1^* + n_2^* + \dots + n_n^*$  - эмпирическая частота появления повреждений;  $n$  - количество частотных интервалов.

$R(S_i/d_k=d^*)$  означает вероятность того, что прошедшее ЧС оказалось уровня  $S$  при условии, что степень повреждения зданий оказалась  $d_k$ . В существующих шкалах  $k = 1,2,\dots,5$ .

$R(d_k/S_i)$  - является вероятность появления  $d_k$  при условии, что имеем  $S_i$  (условная вероятность).

Например, приняв для Москвы  $\bar{S}_i = 5$  получим величины  $P(S_i) = 0,034; 0,084; 0,14; 0,175; 0,175; 0,146; 0,104; 0,065; 0,036$ , соответствующие значениям уровней риска  $S_i = 1,2,3,\dots,9$ .

Условные вероятности  $R(d_k/S_i)$  являются вероятностью появления  $d_k$  при условии, что имеем ЧС уровня  $S_i$ :

$$R(d_k/S_i) = 1 - F_{dk}(d_k/S_i), \quad (4)$$

где  $F_d(d)$  - интегральное распределение вероятностей параметра  $d$ .

Поэтому для определения оценки уровня риска предлагается использовать объектно-ориентированный анализ повреждения сооружений. Вероятность попадания на участок  $d_k$ , по которой определяется плотность распределения при ЧС силой  $S_i$ , равна

$$R(d_k/S_i) = F_d(d_k/S_i) - F_d(d_{k+1}/S_i). \quad (5)$$

В формуле (1) знаменатель

$$P(d_k) = \sum_{i=1}^n P(S_i)R(d_k/S_i) \quad (6)$$

является полной вероятностью появления события  $d_k$  - степени повреждения здания, которое может проявиться вместе с одним из событий  $S_1, S_2, \dots, S_i, \dots, S_n$ .

Плотность распределения указанного события определяется по формуле

$$fd_k(d_k) = \sum_{i=1}^n P(S_i)R(d_k/S_i)/(d_{k+1}-d_k). \quad (7)$$

Используя последнюю формулу, получаем  $fd_k(d_k) = 0; 0,70; 0,12; 0,08; 0,04; 0,02$ . После чего определяем интегральное распределение  $F_{dk}(d_k) = 0; 0,70; 0,82; 0,90; 0,94; 0,96$  соответственно для значений  $d_k = 0,1,2,3,4,5$ . Вероятностные характеристики степени повреждения зданий - плотность  $fd_k(d_k)$  и интегральное распределение  $F_{dk}(d_k)$  изображены на рис. 1 и 2.

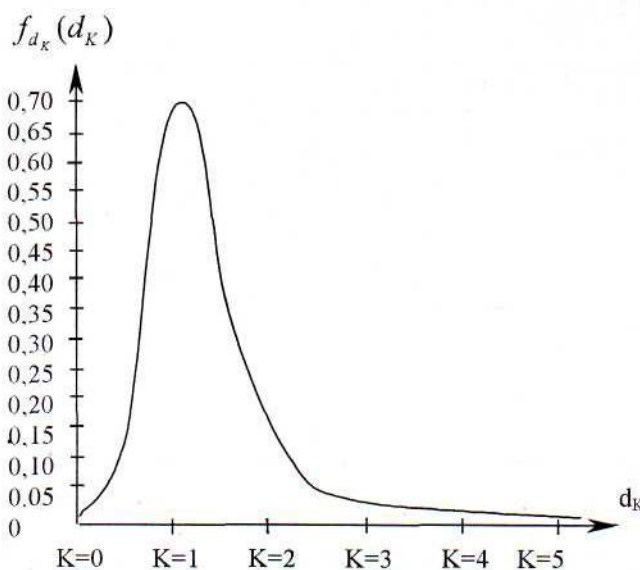


Рис. 1. Плотность вероятностей распределения степени повреждения здания

Далее используя формулу умножения вероятностей, определяем  $P(S_i/d_k)$  - вероятность проявления ЧС уровня  $S_i$  при условии, что здание получило повреждение степени  $d_k$ :

$$P(d_k)R(S_i/d_k) = P(S_i) R(d_k/S_i), \quad (8)$$

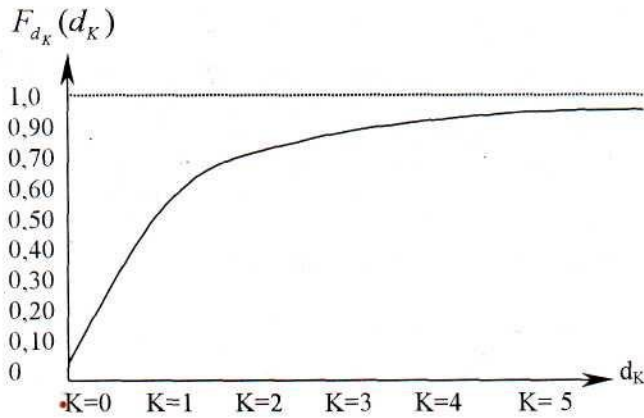


Рис. 2. Интегральное распределение вероятностей степени повреждения зданий

откуда

$$R(S_i/d_k) = \frac{P(S_i)R(d_k/S_i)}{P(d_k)} \quad (9)$$

Соответствующие значения вероятностей  $R(S_i/d_k)$  степени повреждения зданий типа «Б» приведены в таблице 1.

Таблица 1.

| Уровень риска ЧС ( $S_i$ ) | Степень повреждения, $d_k$ |      |      |      |      |      |
|----------------------------|----------------------------|------|------|------|------|------|
|                            | K=0                        | K=1  | K=2  | K=3  | K=4  | K=5  |
| $4 \cdot 10^{-6}$          | 0                          | 0,25 | 0    | 0    | 0    | 0    |
| $5 \cdot 10^{-6}$          | 0                          | 0,24 | 0,07 | 0    | 0    | 0    |
| $6 \cdot 10^{-6}$          | 0                          | 0,10 | 0,56 | 0,09 | 0    | 0    |
| $7 \cdot 10^{-6}$          | 0                          | 0,04 | 0,22 | 0,59 | 0,12 | 0    |
| $8 \cdot 10^{-6}$          | 0                          | 0    | 0,14 | 0,20 | 0,67 | 0,17 |
| $9 \cdot 10^{-6}$          | 0                          | 0    | 0    | 0,11 | 0,21 | 0,83 |

Используя приведенные в табл.1 значения вероятностей  $R(S_i/d_k)$ , полную вероятность для различной степени повреждения зданий определяем по формуле

$$R(S_i) = \sum_{d_k=0}^{d_k=5} P(d_k)R(S_i/d_k) \quad (10)$$

Далее вычисляем вероятностные характеристики  $f_{S_i}(S_i)$  (плотность) и  $F_{S_i}(S_i)$  (интегральное распределение вероятностей) уровня ЧС соответственно  $S_i$  (табл.2).

Таблица 2

| Хар-ки ЧС      | Классификация уровней риска ЧС ( $S_i$ ) $10^{-2}$ |     |     |    |    |    |      |     |     |
|----------------|--|-----|-----|----|----|----|------|-----|-----|
|                | 1  | 2   | 3   | 4  | 5  | 6  | 7    | 8   | 9   |
| $f_{S_i}(S_i)$ | 3,5  | 8,4 | 1,4 | 17 | 18 | 14 | 10,6 | 6,5 | 3,4 |
| $F_{S_i}(S_i)$ | 4  | 12  | 26  | 43 | 61 | 76 | 86   | 92  | 96  |

Наличие основного показателя опасности, выраженного в степени повреждения зданий, открывает перспективу для разработки научно-обоснованной классификации сооружений по уровню опасности.

Такая классификация станет по существу отправной точкой для разработки рекомендаций по профилактике аварийности и управлению уязвимостью строительных объектов.

#### Библиографический список

1. Морозов В.Н. ЧС как следствие проявления случайных процессов. //Проблемы безопасности при ЧС. 1994.-Вып.1.стр.9-20.
2. Онищенко В.Я. Классификация и сравнительная оценка факторов риска. //Безопасность труда в промышленности.-1997-№2-с.46-56.

#### Вышла из печати книга:

**Стоимость железобетонных конструкций при пожаре.** — Москва, Стройиздат, 1998 г. — 304 с.  
Автор — д.т.н., проф. **А.Ф.Милованов.**

Рассмотрено поведение железобетонных конструкций при пожаре и после него.

Приведены сведения о влиянии высокой температуры огневого воздействия на физико-механические свойства бетона и арматуры.

Изложены особенности расчета предела огнестойкости и остаточной прочности после пожара железобетонных конструкций и даны рекомендации по техническому обследованию железобетонных конструкций после пожара.

Предварительные заявки принимаются по адресу:

Россия, 109428, Москва, 2-я Институтская ул., д.6 или по факсу 174-77-24.

Контактные телефоны 174-79-98, 174-78-92, 174-76-65.

Ориентировочная стоимость книги 60 руб.

## Влияние состава органоминеральных модификаторов бетона серии “МБ” на их эффективность

Появившийся недавно на строительном рынке модификатор МБ-01 оказался эффективным средством получения бетонов с высокими технологическими и эксплуатационными свойствами [1, 2]. Известно, что этот модификатор представляет собой органоминеральную композицию, включающую микрокремнезем (МК), суперпластификатор (СП) и регулятор твердения (РТ) [1].

В связи с тем, что основной компонент этого модификатора (микрокремнезем) является сравнительно дорогим и дефицитным материалом, возникла необходимость частичного его замещения более доступным (при обеспечении таких же высоких эффектов в бетоне) активным микронаполнителем, в частности, золой-уноса (ЗУ). В процессе решения этой задачи организовано производство новых разновидностей органоминерального модификатора (МБ-30С, МБ-50С, МБ-100С по ТУ 5743-083-46854090-98), в которых до 90% МК замещено золой-уноса [3]. Для определения оптимальных областей применения этих материалов важно оценить эффективность их влияния на основные параметры структуры цементного камня, а также прочность, проницаемость и морозо-

стойкость бетона. Этому вопросу и посвящена данная статья, в которой приводятся результаты исследований эффективности новых модификаторов в зависимости от соотношения МК:ЗУ в составе их минеральной части.

Изучали влияние модификаторов с разным соотношением МК:ЗУ на гидратацию цемента и фазовый состав цементного камня; пористость и кинетику твердения высокопрочного мелкозернистого бетона; прочность, проницаемость и морозостойкость тяжелого бетона.

В работе использованы четыре разновидности модификаторов: МБ 10-01, МБ 10-30С, МБ 10-50С, МБ 10-100С, которые выпускает предприятие Мастер Бетон. Это композиционные материалы, минеральная часть которых включает в себя МК или смесь его и ЗУ в разном соотношении, а органическая представлена СП на основе натриевой соли поликонденсата b-нафталинсульфокислоты и формальдегида и регулятором твердения (РТ) — фосфорорганическим комплексоном.

Соотношение между минеральной и органической частью выбранных образцов модификаторов было одинаковым и равнялось 9:1. Однако состав их минеральной части был

различным: в первом она состояла только из МК (100%), во втором, третьем и четвертом — из смеси МК и ЗУ в соотношениях 70:30, 50:50 и 10:90, соответственно.

В табл.1 и на рис.1 приведены составы и основные свойства модификаторов, которые являются порошкообразными материалами насыпной плотностью 750...800 кг/м<sup>3</sup>, состоящими из гранул размером от 30 до 400 мкм. Каждая гранула представляет собой агрегат из частиц МК и ЗУ, между которыми имеется твердая водорастворимая прослойка из СП и РТ, “склеивающая” указанные частицы [1, 10].

В качестве вяжущего использовали портландцемент М500 ДО Белгородского завода (по ГОСТ 10178). В качестве заполнителей — песок с  $M_{кр} = 2,2$ , соответствующий ГОСТ 8736, а также гранитный щебень фракции 5...20 мм, отвечающий ГОСТ 8736. Для повышения морозостойкости бетона вводили структурообразующую добавку газообразующего действия — кремнийорганическую эмульсию КЭ 30-04 50%-ной концентрации.

Фазовый состав цементного камня с дозированной модификатором 20% массы цемента и водотвердым отношением (В/(Ц+МБ)), равным

Таблица 1

| Марка модификатора | Компоненты модификатора, мас.% |        |                    |      | Содержание SiO <sub>2</sub> , % | Средний размер гранул, мкм | Насыпная плотность, кг/м <sup>3</sup> |
|--------------------|--------------------------------|--------|--------------------|------|---------------------------------|----------------------------|---------------------------------------|
|                    | минеральная часть              |        | органическая часть |      |                                 |                            |                                       |
|                    | МК                             | ЗУ     | СП                 | РТ   |                                 |                            |                                       |
| МБ 10-01           | 90,000                         | -      | 9,99               | 0,01 | 80,1                            | 100                        | 750                                   |
| МБ 10-30С          | 63,000                         | 27,000 | 9,99               | 0,01 | 70,8                            | 70                         | 765                                   |
| МБ 10-50С          | 45,000                         | 45,000 | 9,99               | 0,01 | 64,6                            | 50                         | 775                                   |
| МБ 10-100С         | 8,182                          | 81,818 | 9,99               | 0,01 | 51,3                            | 30                         | 800                                   |

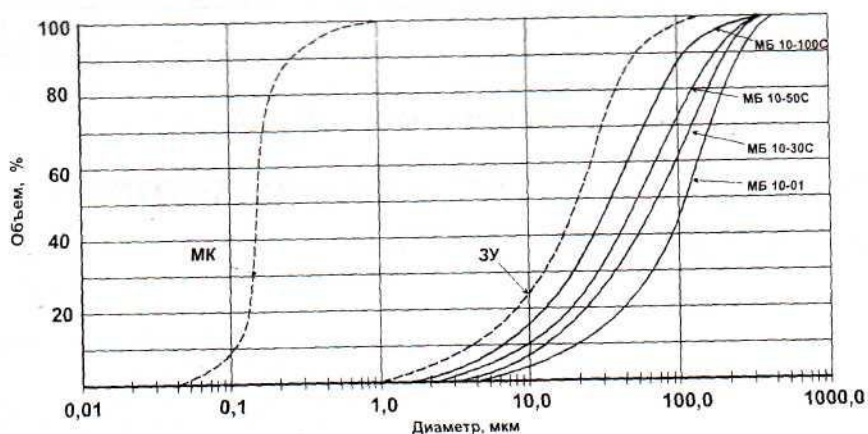


Рис. 1. Гранулометрический состав микрокремнезема, золы-уноса и разных видов модификаторов на их основе

0,14 и 0,18, определяли рентгенофазовым (РФА) и дифференциально-термическим (ДТА) анализами.

Исследования структуры и кинетики твердения (прочность на сжатие) проводили на образцах высокопрочного мелкозернистого бетона подвижностью (ОК) 21...23 см с низким водотвердым отношением (0,14 и 0,18), приготовленного по составам, в которых дозировка модификаторов также равнялась 20% массы цемента (табл.2).

Прочность мелкозернистого бетона на сжатие определяли на образцах размером 70x70x70 мм, твердевших в нормальных условиях в течение 28 сут. Пористость определяли на образцах размером 10x10x30 мм (состав бетона см. в табл.2), которые выдерживали в нормальных условиях в течение 28 сут. В исследованиях пористости был использован комплекс взаимодополняющих методов: протонного магнитного резонанса (ПМР); малоугловой рентгеновской дифракции (МРД); ртутной порометрии (РП) и оптической микроскопии (ОМ), каждый из которых представлялся наиболее эффективным в определен-

ном диапазоне размеров пор.

Следует отметить, что совместное использование методов ПМР и МРД для измерения пор размером менее  $1 \cdot 10^{-1}$  мкм разработано сравнительно недавно и позволяет получать достоверную информацию о гелевой пористости [4]. Более подробно методика определения степени гидратации, фазового состава и пористости приведена в [10].

Исследование влияния разных модификаторов на прочность при сжатии (по ГОСТ 10180), проницаемость (по ГОСТ 12730.5) и морозостойкость (по 3 методу ГОСТ 10060) тяжелого бетона проведено на образцах с дозировкой модификаторов 10 и 20% массы цемента. При этом бетонные смеси содержали равное количество цемента ( $350 \text{ кг/м}^3$ ) и воды ( $150 \text{ л/м}^3$ ), имели подвижность (ОК) 16...18 см и объем выделившегося газа 3,6...4,2%.

Комплексное исследование изменений фазового состава цементного камня показало, что степень гидратации цемента в возрасте 28 сут практически не зависит от присутствия в цементной системе той или иной разновидности модифика-

тора (т.е. не зависит от соотношения МК:ЗУ), но зависит от содержания воды. В частности, во всех образцах с  $V/(Ц+МБ) = 0,14$  с разными модификаторами степень гидратации оказалась на уровне 30...35%; во всех образцах с  $V/(Ц+МБ) = 0,18$  также с разными модификаторами — на уровне 50...55%.

Анализ показал практически полное отсутствие портландита —  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  — во всех образцах цементного камня. При этом выявлены тенденции изменения содержания высокоосновных и низкоосновных гидросиликатов кальция в зависимости от соотношения МК и ЗУ (рис.2).

Отметим, что содержание вторичных гидратных фаз типа  $\text{CSH}(\text{I})$  с  $C/S \approx 1$  уменьшается по мере увеличения доли ЗУ. Эта тенденция усиливается с уменьшением соотношения  $V/(Ц+МБ)$ , что объясняется сравнительно невысокой степенью гидратации. Обратная картина наблюдается при определении фаз типа  $\text{CSH}(\text{II})$ : с увеличением доли ЗУ в составе модификатора в цементном камне обнаруживается повышенное содержание высокоосновных гидросиликатов. При этом по рентгенограммам выявляются гидросиликаты неопределенного строения —  $3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2 \cdot (1,5...2)\text{H}_2\text{O}$ . Образование именно таких гидросиликатов характерно для цементных систем с низким  $V/Ц$ . С повышением  $V/Ц$  они обычно переходят в другие формы — тоберморитоподобные структуры с  $C/S = 1,5...2$  и  $C/S = 1...1,5$  [6].

Известно, что изменение баланса между  $\text{CSH}(\text{I})$  и  $\text{CSH}(\text{II})$  в составе цементного камня с МК зависит от дозировок последнего и количества  $\text{SiO}_2$ . В частности, с увеличением количества диоксида кремния содержание  $\text{CSH}(\text{I})$  повышается, а содержание  $\text{CSH}(\text{II})$  понижается [7]. По-существу, это проявление так

Таблица 2

| №№ составов | Марка модификатора | Количество ЗУ в составе минеральной части, % | Состав бетонной смеси, $\text{кг/м}^3$ |     |       |      | $V/(Ц+МБ)$ | Прочность на сжатие, МПа, сут |      |       |       |       |
|-------------|--------------------|--|--|-----|-------|------|------------|-------------------------------|------|-------|-------|-------|
|             |                    |  | цемент                                 | МБ  | песок | вода |            | 1                             | 3    | 7     | 14    | 28    |
| 1           | МБ 10-01           | 0  | 1330                                   | 266 | 531   | 223  | 0,14       | 68,1                          | 91,5 | 110,6 | 114,7 | 128,3 |
| 2           | МБ 10-30С          | 30   | 1318                                   | 264 | 527   | 221  |            | 67,6                          | 92,1 | 110,3 | 116,3 | 124,8 |
| 3           | МБ 10-50С          | 50   | 1306                                   | 262 | 522   | 219  |            | 65,7                          | 96,8 | 116,2 | 112,3 | 122,5 |
| 4           | МБ 10-100С         | 90   | 1275                                   | 255 | 510   | 214  |            | 62,4                          | 77,5 | 81,3  | 85,7  | 90,1  |
| 5           | МБ 10-01           | 0  | 1272                                   | 255 | 508   | 275  | 0,18       | 43,3                          | 80,8 | 94,5  | 106,4 | 115,2 |
| 6           | МБ 10-30С          | 30   | 1258                                   | 259 | 502   | 271  |            | 46,5                          | 81,5 | 92,6  | 105,5 | 113,8 |
| 7           | МБ 10-50С          | 50   | 1246                                   | 257 | 498   | 269  |            | 50,7                          | 83,5 | 94,8  | 104,8 | 114,2 |
| 8           | МБ 10-100С         | 90   | 1191                                   | 246 | 476   | 257  |            | 56,4                          | 75,6 | 76,5  | 81,0  | 86,0  |

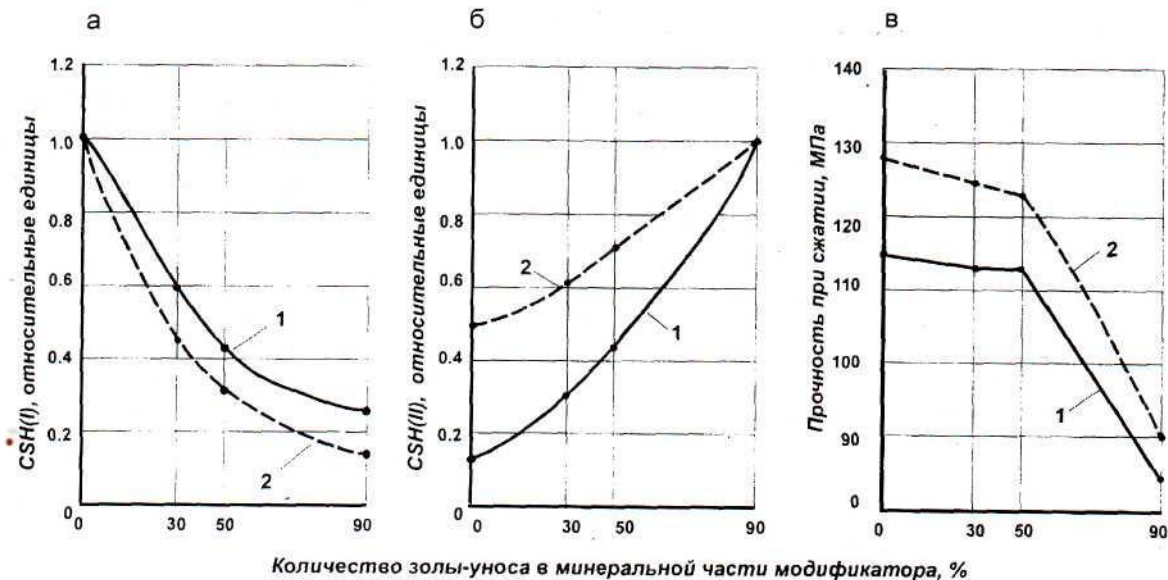


Рис. 2. Влияние состава минеральной части модификатора на относительное содержание гидросиликатов кальция в цементном камне и на прочность мелкозернистого бетона

1 —  $V/(Ц+МБ) = 0,18$ ; 2 —  $V/(Ц+МБ) = 0,14$

а — содержание  $CSH(I)$ ; б — содержание  $CSH(II)$ ; в — прочность в возрасте 28 сут

называемого "химического фактора" [8] в механизме действия МК на цементные системы, который связан с пуццолановой реакцией.

При анализе содержания  $SiO_2$  в разных модификаторах (см. табл. 1) можно заметить, что его количество в образцах зависит от соотношения между МК и ЗУ и уменьшается по мере увеличения доли последней в их минеральной части. Именно это обстоятельство, на наш взгляд, объясняет выявленные различия в фазовом составе цементного камня в зависимости от вида введенного в цементную систему модификатора.

На рис. 3 приведены данные о дифференциальной пористости образцов с разным водотвердым отношением. При значении  $V/(Ц+МБ) = 0,14$  характер кривых распределения пор практически одинаков, хотя по ним можно судить о преобладании пор того или другого размера (рис. 3, а). Однако можно отметить, что в образце с модификатором, где минеральная часть на 90% состоит из ЗУ, общая пористость выше (кривая 4, рис. 3, а).

С увеличением количества воды при  $V/(Ц+МБ) = 0,18$  и степени гидратации выявляется более существенная разница: во всех образцах, где в минеральной части модификаторов присутствует МК в количестве 50...100%, характер распределения пор практически одинаков (кривые 1, 2, 3, рис. 3, б) и заметно отличается от образца, где

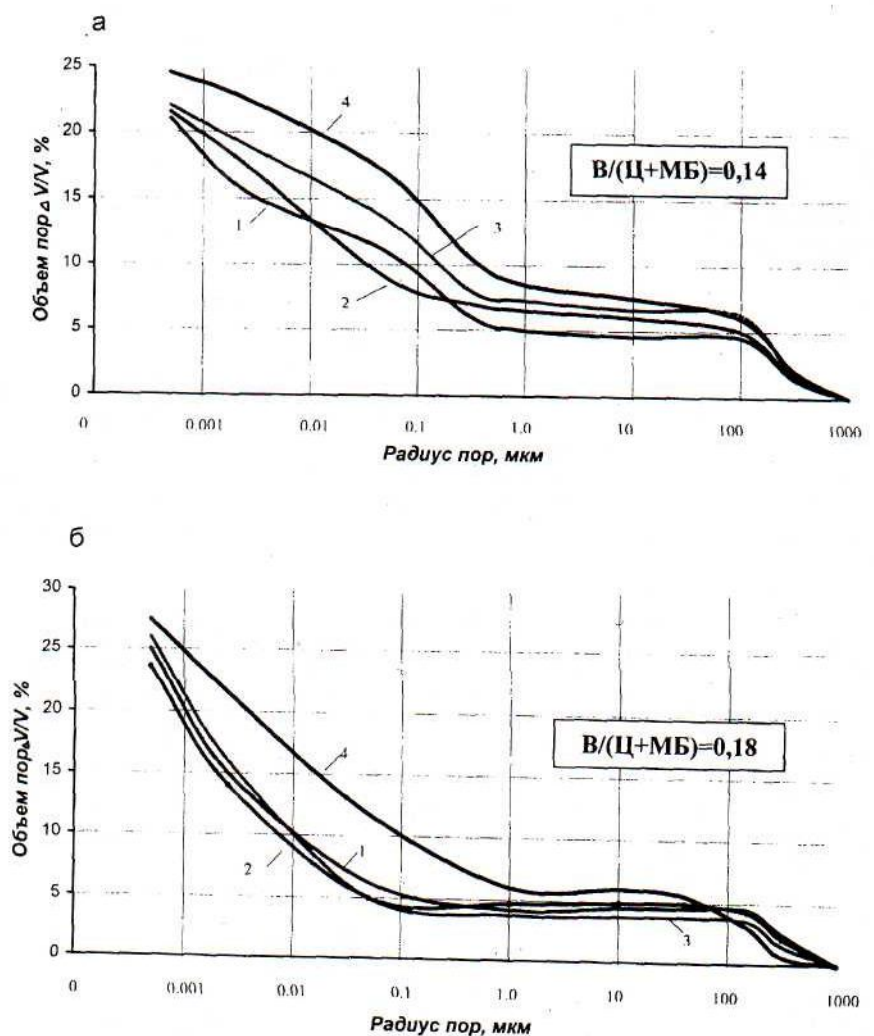
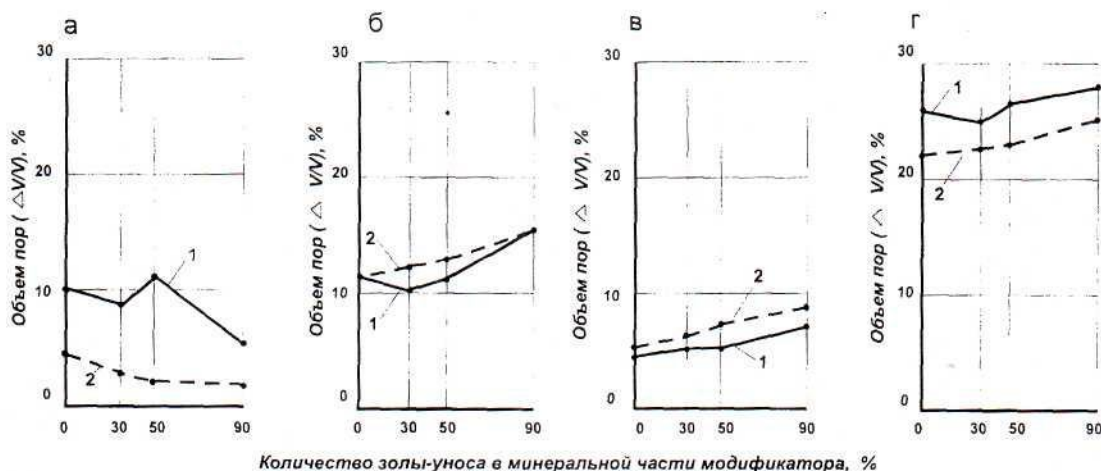


Рис. 3. Дифференциальная пористость цементного камня с модификаторами различных марок

1 — МБ 10-01; 2 — МБ 10-30С; 3 — МБ 10-50С; 4 — МБ 10-100С



Количество золы-уноса в минеральной части модификатора, %

Рис. 4. Влияние состава минеральной части модификатора на пористость цементного камня

1 —  $V/(Ц+МБ) = 0,18$ ; 2 —  $V/(Ц+МБ) = 0,14$

а — гелевая пористость — надмолекулярный уровень ( $1 \cdot 10^{-3} \text{ мкм} < d \leq 5 \cdot 10^{-3} \text{ мкм}$ ); б — капиллярная пористость — микроскопический уровень ( $5 \cdot 10^{-3} \text{ мкм} < d \leq 2 \cdot 10 \text{ мкм}$ ); в — технологическая пористость — макроскопический уровень ( $2 \cdot 10 \text{ мкм} < d \leq 1 \cdot 10^3 \text{ мкм}$ ); г — общая пористость ( $1 \cdot 10^{-3} \text{ мкм} < d \leq 1 \cdot 10^3 \text{ мкм}$ )

минеральная часть на 90% состоит из ЗУ (кривая 4, рис.3,б).

Для анализа дифференциальной пористости воспользуемся одной из известных классификаций пор по степени дисперсности [9]. Согласно этой классификации, поры делятся на четыре группы:

на первом, надмолекулярном уровне дисперсности находятся гелевые поры, объем которых обычно связан со степенью гидратации и с содержанием высокопрочных и устойчивых высокодисперсных гидратов типа CSH(I);

на втором, субмикроскопическом уровне дисперсности обычно находятся менее прочные гидраты типа CSH(II) и микрокапилляры, которые в основном определяют водо- и газопроницаемость;

третий, микроскопический уровень дисперсности характеризует наличие микродефектов и микрокапилляров, которые также влияют на проницаемость и морозостойкость;

четвертый, макроскопический уровень дисперсности характеризует наличие технологических пор, которые могут быть связаны с вовлеченным или заземленным воздухом, раковинами и т.п.

Данные, приведенные на рис.4, показывают, что с повышением доли ЗУ в составе минеральной части модификатора объем гелевых пор уменьшается. Это согласуется с соответствующим снижением относительного содержания CSH(I) на рис.2 и подтверждает известное представление о том, что объем ге-

левых пор отражает количество высокодисперсных гидратов типа CSH(I).

Тенденция изменения объемов микро- и макрокапиллярных, а также технологических пор обратная: с повышением доли ЗУ в минеральной части модификатора наблюдается увеличение объема этих пор, ответственных в значительной степени за проницаемость. Очевидно, что увеличение объема капиллярных пор связано с повышенным содержанием гидросиликатов типа CSH(II), вызванным заменой ультрадисперсного микронаполнителя (МК) грубодисперсным (ЗУ). Однако обратим внимание на то, что объемы пор разного уровня дисперсности (гелевых, капиллярных, технологических) в образцах, приготовленных

Таблица 3

| Марка модификатора | Количество золы-уноса в составе минеральной части, % | Прочность                                      |                              | Проницаемость по ГОСТ 12730.5-84               |           | Морозостойкость                        |   |           |                                    |             |
|--------------------|--|--|------------------------------|--|-----------|--|---|-----------|------------------------------------|-------------|
|                    |  | прочность при сжатии в 28 суток норм. хранения | класс бетона по прочности, В | сопротивление бетона прониканию воздуха, $m_c$ |           | марка бетона по водонепроницаемости, W | прочность бетона после 35 циклов замораживания и оттаивания по 3-му методу ГОСТ 160.2-95, |           | марка бетона по морозостойкости, F |             |
|                    |  |  |                              | МПа  | %         |  | сек/см <sup>3</sup>   | %         |                                    | МПа         |
| МБ 10-01           | 0  | 48,0/72,6                                      | 100/100                      | В35/В55  | 37,6/58,3 | 100/100                                | W14/W16   | 46,5/78,7 | 100/100                            | F1000/F1000 |
| МБ 10-30С          | 30   | 49,1/76,2                                      | 102/105                      | В35/В55  | 36,8/58,3 | 98/100                                 | W14/W16   | 44,7/72,4 | 96/92                              | F1000/F1000 |
| МБ 10-50С          | 50   | 45,8/72,0                                      | 99/100                       | В35/В55  | 34,6/57,0 | 92/98                                  | W14/W16   | 43,3/64,5 | 93/82                              | F1000/F800  |
| МБ 10-100С         | 90   | 36,0/52,4                                      | 78/72                        | В25/В40  | 27,5/50,2 | 73/86                                  | W12/W16   | 31,6/39,4 | 68/50                              | F600/F300   |

Примечание: состав бетонных смесей, имевших подвижность (ОК) в диапазоне 16...18 см и объем выделившегося газа в диапазоне 3,6...4,2%: перед чертой — с дозировкой модификатора 10% массы цемента; после черты — с дозировкой модификатора 20% массы цемента

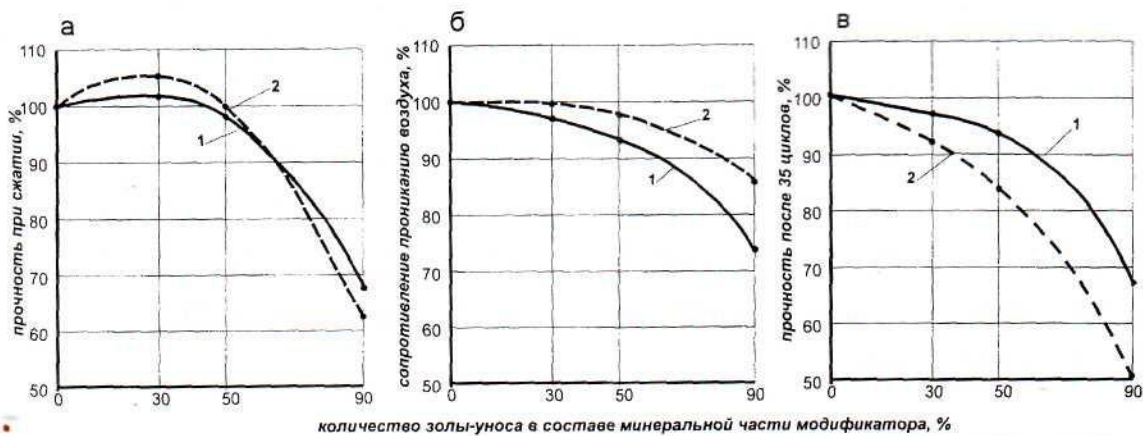


Рис. 5. Сравнительная эффективность модификаторов с различным составом минеральной части по влиянию на прочность, проницаемость и морозостойкость бетонов

1 — при дозировках МБ 10% массы цемента; 2 — при дозировках МБ 20% массы цемента  
 а — относительная прочность; б — относительная проницаемость; в — относительная морозостойкость

с модификаторами, в которых МК в количестве до 50% замещен золой-уноса, сопоставимы. Это дает основание предположить, что модификаторы, минеральная часть которых состоит только из МК или смеси его и ЗУ в соотношении 70:30 или 50:50, могут практически одинаково влиять на свойства бетона.

Вышеуказанные закономерности изменения параметров структуры цементного камня и высокопрочного мелкозернистого бетона в зависимости от соотношения между МК и ЗУ в составе модификаторов, обсуждавшиеся ранее [10], нашли подтверждение и при исследовании тяжелого бетона. В табл. 3 показано влияние соотношения МК:ЗУ на основные параметры бетона одинакового состава. На рис. 5 оно выражено степенью эффективности различных модификаторов, которая определялась по относительному (в %) изменению каждого из интересующих нас параметров.

Отметим, что при замещении 30 и 50% МК на ЗУ прочность, проницаемость и морозостойкость практически не отличаются от тех же характеристик бетона, в котором содержится модификатор только с МК. С увеличением доли ЗУ до 90% бетон становится более проницаемым, менее прочным и морозостойким, что в полной мере можно объяснить изменениями его фазового состава и поровой структуры.

#### Выводы

1. Эффективность органоминерального модификатора бетона, органическая часть которого представле-

на суперпластификатором и регулятором твердения, а минеральная часть состоит из микрокремнезема или смеси его с золой-уноса, зависит от соотношения МК:ЗУ.

2. Соотношение между микрокремнеземом и золой-уноса в составе модификатора влияет на фазовый состав и структуру цементного камня и, соответственно, на свойства бетона.

Установлено, что с повышением доли золы-уноса сокращается содержание высокодисперсных и прочных низкоосновных гидросиликатов типа CSH(I) и, наоборот, увеличивается содержание сравнительно грубодисперсных и менее прочных кристаллогидратов типа CSH(II).

Повышение доли золы-уноса приводит к изменению баланса между порами разной степени дисперсности в структуре цементного камня — к уменьшению объема гелевых и увеличению объема микро- и макрокапиллярных пор.

3. Замена до 50% дефицитного микрокремнезема на более доступную золу-уноса несущественно отражается на эффективности органоминеральной композиции и в то же время позволяет расширить сырьевую базу производства высокоэффективных модификаторов серии "МБ", уменьшив при этом их стоимость.

#### Библиографический список

- Каприелов С.С., Шейнфельд А.В., Батраков В.Г. Комплексный модификатор МБ-01//Бетон и железобетон. — № 5. — 1997, с. 38–41.
- Смирнов Н.В., Антонов Е.А., Дмитриев А.И. и др. Перспективы применения бетонов с высокими эксплуатаци-

онными свойствами в отечественном транспортном строительстве//Транспортное строительство. — № 12. — 1998. — с.16–18.

3. Каприелов С.С., Батраков В.Г., Шейнфельд А.В. Модифицированные бетоны нового поколения: реальность и перспектива//Бетон и железобетон. — № 6. — 1999. — с. 6–10.

4. Бетехтин В.И., Бахтибаев А.Н., Егоров Е.А. Концентрация микропор в цементном камне и их распределение по размерам//Цемент. — № 10. — 1989. — с. 8–10.

5. Каприелов С.С., Шейнфельд А.В., Силина Е.С., Жигулев Н.Ф., Боргин С.Т. Высокопрочные бетоны повышенной морозостойкости с органоминеральным модификатором//Транспортное строительство. — № 11. — 2000. — с. 24–27.

6. Мчедлов-Петросян О.П. Химия неорганических строительных материалов. — М., Стройиздат, 1988, с. 163.

7. Каприелов С.С., Шейнфельд А.В., Кривобородов Ю.Р. Влияние структуры цементного камня с добавками микрокремнезема и суперпластификатора на свойства бетона//Бетон и железобетон. — № 7. — 1992. — с. 4–7.

8. Detwiler R., Mehta P.K. Chemical and Physical Effects of Silica Fume on the Mechanical Behavior of Concrete//ACI Materials Journal. — 1989. — Nov-Dec. — pp. 609–614.

9. Ратинов В.Б., Розенберг Т.И. Добавки в бетон. — М., Стройиздат, 1989, с. 36.

10. Kaprielov S., Sheinfeld A. Influence of Silica Fume (Fly Ash) Superplasticizer Combinations in Powder-Like Complex Modifiers on Cement Paste Porosity and Concrete Properties//6-th CANMET/ACI Int. Conf. On Superplasticizers and other Chem. Admixtures in Concrete. Nice, France, oct. 2000, Proceedings, pp. 383–400.

В.И.ПОЛОЖНОВ, канд. техн. наук, В.И.ТРИФОНОВ, инж. (Госстрой России ФГУП "КТБ ЖБ" ИЦ "Югстрой")

## Преднапряжение и трещиностойкость сборных железобетонных конструкций, армированных мягкими сталями

С середины 90-х годов в Волгоградской области, а потом и в других регионах России (г. Тюмень, Тольятти, Волгодонск, Элиста) в качестве напрягаемой арматуры сборных железобетонных конструкций стала использоваться стержневая арматура с физическим пределом текучести класса А-III (А400), а затем А400С и А500С с величиной преднапряжения  $\sigma_{sp}$  на площадке текучести [1,2], что позволяет приближаться к  $\sigma_{sp}$  для сталей класса А-IV (А600), а порой и превосходить эту величину в силу высоких значений предела текучести  $\sigma_{sy}^{isx}$ , поступающей на заводы ЖБИ мягкой арматуры указанных выше классов.

Однако, создание  $\sigma_{sp}$  на площадке текучести вызывает острую необходимость оценки потерь преднапряжения, значений остаточного преднапряжения  $\sigma_{spt}$  с учетом всех потерь  $\sigma_{los}$ , момента трещинообразования, как основного критерия качества преднапряжения.

В настоящей работе приведены результаты и анализ испытаний 40-ка сплошных и пустотных плит перекрытий на тяжелом и легком бетонах, изготовленных по поточной технологии с натяжением арматуры электротермическим способом.

Поточная технология обусловлена особым характером напряженно-деформированного состояния напрягаемой арматуры, связанного с опережающим температурным расширением металлической формы в процессе тепловой обработки изделий. В результате, при подъеме температуры она получает дополнительный прирост напряжений  $\Delta\sigma_{sp}$ , который в высокопрочной арматуре при высоких уровнях  $\sigma_{sp}$  и  $\Delta l_b$  ( $\Delta l_b = l_b/l_{yp}$ , где  $l_b$  - пролет бетонируемого изделия,  $l_{yp}$  - расстояние между упорами) может привести к ее разрыву. В мягких арматурных сталях это исключено. В силу наличия площадки текучести в процессе термообработки всегда будет выполняться условие

$$\sigma_{spt} + \Delta\sigma_{st} \leq \sigma_{sy} \quad (1)$$

где  $\sigma_{sy}$  - новое повышенное значение предела текучести, вызванное упрочнением в результате электронагрева [1,3].

Замеры напряжения в арматуре после ее электронагрева, установки в упоры форм и остывания перед бетонированием  $\sigma_{spt}$  (более 300 замеров одновременно приборами ПИН-5 и ИНК-1) показали, что релаксация напряжений, определяемая опытным путем как

$$\sigma_{rel}^{op} = \sigma_{sy}^{isx} - \sigma_{spt} \quad (2)$$

составила в среднем  $0,109 \cdot \sigma_{sy}^{isx}$ . Полные опытные потери  $\sigma_{los}^{op}$ , определяемые на момент испытаний изделий согласно [1] как

$$\sigma_{los}^{op} = E_{sp} \cdot \varepsilon_{se,q}^{op} \quad (3)$$

(где  $\varepsilon_{se,q}^{op}$  - упругие деформации напрягаемой арматуры от действия внешней нагрузки на момент образования трещин  $q_{crc}^{op}$ ), в общей совокупности в среднем оказались равными  $0,151 \cdot \sigma_{sy}^{isx}$ . Соотношение  $\sigma_{rel}^{op} / \sigma_{los}^{op} = 0,109 / 0,151 = 0,721$  (72,1%). Доверительные интервалы D изменчивости параметров  $\sigma_{rel}^{op} / \sigma_{sy}^{isx}$  и  $\sigma_{los}^{op} / \sigma_{sy}^{isx}$ , принятые с доверительной вероятностью  $\alpha=0,95$  довольно близки как в целом, так и в отдельности по разным видам бетона. В общей совокупности соответственно  $D=0,03 \dots 0,225$  по  $\sigma_{rel}^{op} / \sigma_{sy}^{isx}$  и  $D=0,071 \dots 0,223$  по  $\sigma_{los}^{op} / \sigma_{sy}^{isx}$ .

Такой высокий показатель отношения  $\sigma_{rel}^{op}$  к  $\sigma_{los}^{op}$ , когда на потери от усадки и ползучести бетона ( $\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9$ ) приходится всего 27,9% всех потерь; а также близкие значения доверительных интервалов D этих параметров свидетельствуют о наличии при тепловой обработке изделий фактора, снижающего релаксационные потери, каковым и является  $\Delta\sigma_{sp}$ . В результате, возникающее  $\Delta\sigma_{sp}$ , снижая негатив пластической составляющей величины  $\varepsilon_{sp}$ , способствует сохранению остаточного значения преднапряжения  $\sigma_{spt}$  на довольно высоком уровне, в среднем составляющем  $0,85 \cdot \sigma_{sy}^{isx}$ .

Опытные значения  $\sigma_{spt}^{op}$ , найденные как  $\sigma_{spt}^{op} = \sigma_{sy}^{isx} - \sigma_{los}^{op}$ , где  $\sigma_{los}^{op}$  определялось по (3), были сопоставлены с величиной преднапряжения  $\sigma_{spt,q}$ , полученной через опытный момент образования трещин  $q_{crc}^{op}$  согласно формулы метода ядровых точек в виде

$$\sigma_{spt,q} = \frac{(q_{crc}^{op} \cdot b_f \cdot l_p^2 - 8 \cdot R_{bt} \cdot W_{pl})}{8 \cdot A_{sp} \cdot (r + e_{sp})} \quad (4)$$

где  $b_f$  и  $l_p$  - соответственно ширина и пролет испытываемого изделия,  $R_{bt}$  - прочность бетона на растяжение, определяемая через опытное значение кубиковой прочности  $R^{op}$ .

Результаты статистического анализа показали, что средняя сходимость  $\sigma_{spt}^{op}$  с  $\sigma_{spt,q}$  составляет 0,966.



| Марка изделия | № п/п | $\sigma_{sy}^{isx}$<br>кгс/см <sup>2</sup> | $\frac{\sigma_{los}^{op}}{\sigma_{sy}^{isx}}$ | $\frac{\sigma_{rel}^{op}}{\sigma_{los}^{op}}$ | $\frac{\sigma_{los}^{op}}{\sigma_{los}^{*op}}$ | $\frac{\sigma_{spt}^{op}}{\sigma_{sy}^{isx}}$ | $\frac{\Delta\sigma_{spt}^{op}}{\sigma_{sy}^{isx}}$ | $\frac{\sigma_{spt}^{op}}{\sigma_{spt}^{*op}}$ | $\frac{q_{crc}^{op}}{q_{crc}^{*op}}$ |
|---------------|-------|--|---|---|--|---|---|--|--------------------------------------|
| ПК 63.12-8    | 1*    | 5195                                       | 0,417   | 0,592   | 0,714  | 0,582   | 0,127   | 1,218  | 1,14                                 |
|               | 2     | 5065                                       | 0,298   | 0,768   |  |   |   |  |                                      |
| ПК 63.15-8    | 3     | 5070                                       | 0,249   | 0,931   | 0,658  | 0,751   | 1,33  | 1,215  | 1,149                                |
|               | 4*    | 5105                                       | 0,382   | 0,607   |  |   |   |  |                                      |

Примечание: \* - плиты, изготовленные с твердением в естественных условиях.

Расхождение при  $\alpha=0,95$  оценивается доверительным интервалом  $D = 0,782...1,15$ , т.е. в пределах  $\pm 19,0\%$ , что свидетельствует о достоверности принятой для анализа результатов трещинообразования испытанных изделий зависимости (4) и, косвенно, о правильности подхода в виде (3) при нахождении опытных значений  $\sigma_{los}^{op}$ , а следовательно, и  $\sigma_{spt}^{op}$ .

Значимость возникающего в процессе пропарки дополнительного прироста напряжения  $\Delta\sigma_{sfc}$  и его количественное выражение оценивали используя в специально изготовленных плитах-близнецах два режима твердения: в пропарочной камере и в естественных условиях. В обоих случаях  $\Delta l_b \approx 0,96$ .

В этой связи были изготовлены две серии пустотных плит перекрытий (всего четыре плиты): первая серия — плиты ПК 63.12-8, армированные напрягаемой сталью в 6Ø14А-III, вторая — ПК 63.15-8 с 7Ø14А-III. Одна плита в каждой серии при изготовлении подвергалась пропарке по поточной технологии, другая — твердению в естественных условиях. Класс бетона В15 с расхождением в прочности не более 5,0%. Марка напрягаемой стали 35ГС.

Результаты испытаний, приведенные в таблице свидетельствуют, что параметры трещиностойкости плит с естественным твердением заметно уступают показателям этих же характеристик пропаренных изделий, хотя значения  $\sigma_{sy}^{isx}$ , а следовательно, и  $\sigma_{sp}$  у последних ниже.

Так несмотря на то, что релаксация напряжений в напрягаемой арматуре у плит с пропаркой  $\sigma_{rel}^{op}$  составляет  $(0,768...0,931) \cdot \sigma_{los}^{op}$  по сравнению с  $(0,592...0,607) \cdot \sigma_{los}^{op}$ , в плитах с естественным твердением, общие потери  $\sigma_{los}^{op}$  у первых на 28,6...34,2% ниже. В результате, уровень преднапряжения  $\sigma_{spt}^{op}/\sigma_{sy}^{isx}$  в плитах 2, 3 в 1,215...1,218 раза выше, чем у 1\*, 4\*. Превышение преднапряжения  $\Delta\sigma_{spt}^{op}/\sigma_{sy}^{isx}$  определяемое как

$$\Delta\sigma_{spt}^{op}/\sigma_{sy}^{isx} = \sigma_{spt}^{op}/\sigma_{sy}^{isx} - \sigma_{spt}^{*op}/\sigma_{sy}^{*isx},$$

и принимаемое за искомый дополнительный температурный прирост напряжения  $\Delta\sigma_{st}/\sigma_{sy}^{isx}$ , по результатам проведенных испытаний составило: в первой серии плит  $\Delta\sigma_{spt}^{op}/\sigma_{sy}^{isx}=0,127$ , во второй —  $\Delta\sigma_{spt}^{op}/\sigma_{sy}^{isx}=0,133$  (см.табл.). В количественном выражении это: в первой серии  $\Delta\sigma_{spt}^{op}=\Delta\sigma_{sfc}=0,127 \cdot \sigma_{sy}^{isx}=0,127 \cdot 5065 = 643,2$  кгс/см<sup>2</sup>, во второй —  $\Delta\sigma_{sfc}=0,133 \cdot 5070 = 674,3$  кгс/см<sup>2</sup>.

Сравнение величин  $\Delta\sigma_{spt}^{op} = \Delta\sigma_{sfc}$  со значением  $\Delta\sigma_{sfc}$  согласно выражения

$$\Delta\sigma_{st} = \alpha_t \cdot \Delta t^\circ \cdot \Delta l_b \cdot E_{sp}, \quad (5)$$

полученного в результате преобразования зависимостей (5) из [4] и (24а) из [5], согласно которому

$$\Delta\sigma_{sfc} = 12 \cdot 10^{-6} \text{ 1/град} \cdot 30^\circ \cdot 0,96 \cdot 2 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^2 = 691,2 \text{ кгс/см}^2,$$

( $\Delta t \approx 30^\circ\text{C}$  принято по минимуму) свидетельствует не только о довольно высокой сходимости значений  $\Delta\sigma_{sfc}$ , полученных разными подходами и правомерности принятого метода нахождения  $\Delta\sigma_{sfc}$ , но и дает возможность с накоплением статистического материала использовать этот параметр в расчетах трещиностойкости и жесткости преднапряженных конструкций.

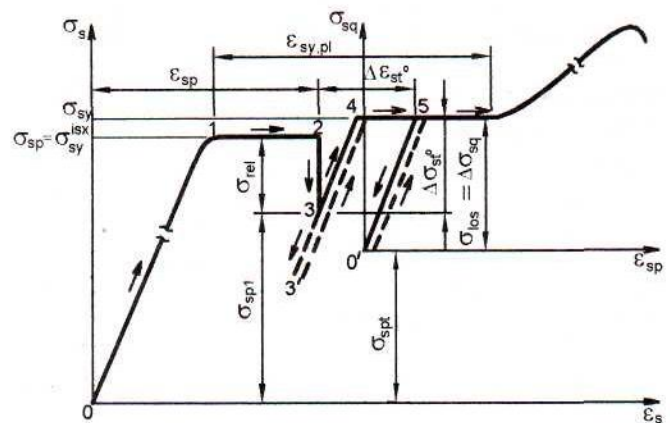


Диаграмма работы мягкой стержневой напрягаемой арматуры

0-1-2 — электротермическое напряжение за счет относительного удлинения  $\epsilon_{sp}$ ; 2-3 — релаксация напряжения остывающего в опорах формы стержня; 3-4-5 — дополнительный прирост и фиксация  $\Delta\epsilon_{st}^\circ$  и  $\Delta\epsilon_{st}^\circ$  в процессе пропарки изделия при  $\Delta l_b \geq 0,9$  (3-3' — возможное снижение преднапряжения в случае малых значений  $\Delta l_b$ ); 5-0 — потери преднапряжения от усадки и ползучести при и после обжатия бетона; 0'-5 — → работа арматуры от действия внешней нагрузки

В свою очередь, возникновение  $\Delta\sigma_{sp}$ , повышая уровень преднапряжения  $\sigma_{spt}^{op}/\sigma_{spt}^{*op}$  в 1,215...1,218 раза увеличивает момент трещинообразования пропаренных плит  $q_{crc}^{op}$  в 1,14...1,149 раза по сравнению с изделиями естественного твердения (см. табл.).

На основании результатов проведенных исследований работа напрягаемой арматуры железобетонных конструкций поточного (конвейерного) способа изготовления с  $\Delta l_b \geq 0,9$  в развитие к [1] представляется следующим образом: при создании  $\sigma_{sp}$  на площадке текучести с выбором пластики происходит интенсивное проявление потерь преднапряжения от релаксации остывающего в упорах формы стержня (ломаная линия 0-1-2-3 на рис.).

В процессе последующей термообработки изделия за счет возникающего во время подъема температуры  $\Delta\sigma_{sp}$  происходит повышение напряжения в напрягаемой арматуре от  $\sigma_{spt}$  (т. 3) до значений близких и даже равных новому упрочненному  $\sigma_{sy}$ . В самом деле,  $\Delta\sigma_{st} = 0,13 \cdot \sigma_{sy}^{isx}$  больше  $\sigma_{rel} \approx 0,109 \cdot \sigma_{sy}^{isx}$  на 19,2%, а упрочнение  $\sigma_{sy}/\sigma_{sy}^{isx}$  согласно [1,3] составляет не более 6,5%. Такая ощутимая разница с учетом дополнительной температурной деформации  $\Delta\varepsilon_{st}$  способствует достижению параметром  $\sigma_{spt}$  положения 3-4-5 на диаграмме (см.рис.). Однако, при малых  $\Delta l_b$  напряжение  $\sigma_{spt}$  во время пропарки будет значительно ниже т.4 (в пределах 4-3 и даже 3-3') и тем ниже, чем меньше  $\Delta l_b$  (рис.2 [1]).

После снятия напрягаемой арматуры с упоров в процессе обжатия затвердевшего бетона с проявлением потерь от усадки и ползучести бетона ( $\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9$ ) оставшееся напряжение в арматуре  $\sigma_{spt}$  с учетом, что  $\sigma_{los} = 0,151 \cdot \sigma_{sy}^{isx} > \sigma_{rel} = 0,109 \cdot \sigma_{sy}^{isx}$  на 38,5%, займет положение в т.0' диаграммы (см.рис.), которое и станет новой точкой отсчета при загрузении конструкций внешней нагрузкой  $q$ . Наличие потерь  $\sigma_{los} \approx 0,151 \cdot \sigma_{sy}^{isx}$  обеспечит, как на это было указано еще в [1], работу преднапряженного железобетонного элемента под нагрузкой до достижения в рабочей арматуре напряжений  $\sigma_{sm}$ , соответствующих согласно [1,3] новому пределу текучести  $\sigma_{sy}$  (т. 5 на диаграмме), а также предельных деформаций растянутой арматуры  $\varepsilon_{sm}$  и сжатого бетона  $\varepsilon_{bm}$ , соответствующих заданному  $\xi_{sy}$ .

На основании изложенного, остаточное значение величины  $\sigma_{spt}$  в напрягаемой арматуре на момент включения ее в работу конструкции под действием внешней нагрузки можно записать как

$$\sigma_{spt} = \sigma_{sy}^{isx} - \sigma_{rel} - \sigma_{rel,t} + \Delta\sigma_{st} - (\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9), \quad (6)$$

где  $\sigma_{rel}$ , составляющее 0,838 от  $\Delta\sigma_{st}$  и само  $\Delta\sigma_{st}$  можно сократить; потери от релаксации во время пропарки  $\sigma_{rel,t}$ , которые согласно [4] близки к нулю, приравнять к разнице

$\Delta\sigma_{st} - \sigma_{rel} = (0,130 - 0,109) \cdot \sigma_{sy}^{isx} = 0,021 \cdot \sigma_{sy}^{isx}$  и исключить из уравнения. Тогда полные потери  $\sigma_{los}^{op} = 0,151 \cdot \sigma_{sy}^{isx}$  придутся только на потери от усадки и ползучести бетона ( $\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9$ ), как это и отображено

на диаграмме (см.рис.), а уравнение (6) окончательно примет вид

$$\sigma_{spt} = \sigma_{sy}^{isx} - (\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9) \quad (7)$$

В итоге анализа проведенных исследований были сопоставлены основные опытные характеристики преднапряжения  $\sigma_{los}^{op}$ ,  $\sigma_{spt}^{op}$  и  $q_{crc}^{op}$  с расчетными значениями этих параметров. Расчетные потери  $\sigma_{los}^T$  согласно действующим нормам определяли с учетом и, в силу изложенных выше особенностей поточной (конвейерной) технологии изготовления, без учета потерь от релаксации  $\sigma_1$ . Результаты сравнения  $\sigma_{los}^{op}$  с  $\sigma_{los}^T$  таковы, что средние показатели сходимости  $\bar{\Delta}$  более близки, когда  $\sigma_1^T$  не учитываются. Без учета  $\sigma_1^T$   $\bar{\Delta} = \sigma_{los}^{op}/\sigma_{los}^T = 0,968$ ; с учетом —  $\bar{\Delta} = 0,866$ , при практически равных коэффициентах вариации. Но еще более заметнее и стабильнее лучшая сходимость опыта с расчетом в случае отсутствия  $\sigma_1^T$  имела место при сопоставлении параметров преднапряжения  $\Delta\sigma_{spt}^{op}/\Delta\sigma_{spt}^T$  и трещиностойкости  $q_{crc}^{op}/q_{crc}^T$ : в среднем соответственно 1,018 против 1,054 и 1,018 против 1,075.

Таким образом, результаты настоящих и ранее проведенных исследований [1-3], а также накопленный опыт позволяют заключить: в условиях поточной и конвейерной технологий изготовления мягкие стали можно достаточно эффективно использовать для производства преднапряженных железобетонных конструкций за счет создания преднапряжения  $\sigma_{sp}$  на площадке текучести, остаточные значения которого  $\sigma_{spt}$  по отношению к  $\sigma_{sy}^{isx}$ , довольно высоки. Определяющим фактором тому является возникающее в процессе термообработки дополнительное напряжение  $\Delta\sigma_{sp}$ . Потери преднапряжения достаточно достоверно определяются действующими нормами: без учета  $\sigma_1$  при  $\Delta l_b \geq 0,90$ ; и в настоящий момент с учетом  $\sigma_1$  при  $\Delta l_b < 0,90$ . Расчетный момент образования трещин  $q_{crc}^T (M_{crc}^T)$  оцениваемый методом ядровых точек, обеспечивает довольно высокую сходимость с опытом.

#### Библиографический список.

1. Положнов В.И. Арматура класса А-III в преднапряженном железобетоне // Известия вузов. Строительство. 1994, № 7-8. С. 112-117.
2. Положнов В.И., Ассауленко О.П. Начальное удлинение при натяжении арматуры класса А-III электротермическим способом // Известия вузов. Строительство. 1996, № 5. С. 119-120.
3. Положнов В.И., Трифонов В.И. Влияние контактного электронагрева на механические свойства мягкой арматуры // Бетон и железобетон. 2000, № 4. С. 13-14.
4. Кеворков В.А. Релаксация напряжений арматуры классов Ат - V и Ат - VI в условиях заводской технологии изготовления железобетонных конструкций. // Бетон и железобетон. 1976, № 9. С. 21-23.
5. Маркаров Н.А. Повышение качества предварительно напряженных железобетонных конструкций. // М. Стройиздат. 1984. С. 67-70.

А.А.КАЛЬГИН, канд.техн. наук, проф. (Московский институт коммунального хозяйства и строительства)

## Математическая модель теплопереноса в системах транспортирования битума при приготовлении асфальтобетонной смеси

Одной из наиболее энергоемких операций на асфальтобетонных заводах является разогрев и перекачка горячего битума к дозатору смесительного агрегата по обогреваемым битумопроводам. В битумных коммуникациях положительная температура поддерживается с помощью системы парового или масляного обогрева, когда теплоноситель непрерывно циркулирует по маслопроводу или паровой рубашке битумопровода. Если транспортирование сыпучих компонентов асфальтобетонной смеси в смесительный агрегат не вызывает особенных сложностей и, как правило, не рассматривается с позиций энергопотребления, то подача битума с температурой около 100°C – операция, требующая повышенного внимания к обеспечению его текучести за счет внешнего обогрева. Чаще всего на асфальтобетонных заводах для этой цели используются жидкие теплоносители с высокой температурой кипения при атмосферном давлении, что позволяет создавать простые и надежные в эксплуатации нагревательные устройства с изменяющимся температурным режимом. При использовании этих теплоносителей, например, индустриального масла И-20А, которое нагревается до поступления в систему масляного обогрева битумопровода до температуры 180°C, происходит мягкий, равномерный и интенсивный нагрев битума. Однако и в этом случае проблема энергосбережения стоит достаточно остро.

Новые тенденции технического и технологического перевооружения строительной отрасли в изменившейся экономической ситуации, ужесточение технических условий и норм на выпуск готового продукта, необходимость резкого снижения затрат по всем переделам заставляют искать резервы, обеспечивающие улучшение наиболее значимых показателей производства. Поэтому задача поддержания оптимальной температуры и, следовательно, заданной текучести битума при минимуме энергопотребления на нагрев теплоносителя является актуальной и должна решаться на практике с помощью систем автоматического управления, опираясь на модельное представление объекта автоматизации.

Моделирование процессов теплопередачи, как известно, непростая научная и инженерная задача, которая требует выбора соответствующих методов и средств автоматизации. Необратимые тенденции перехода к более прогрессивным и экономически целесообразным методам автоматизированного

управления, связанные с изменением технической базы строительного производства и комплектованием ее новейшими микропроцессорными средствами, позволяют использовать достаточно сложные модели в сфере практических приложений. Однако и в этом случае выбор типа модели и степени ее детализации должен отвечать практическим возможностям нахождения решения с заданной точностью за оптимальное время. Поэтому, в настоящей статье ставится задача найти практическое, а не абстрактно-теоретическое решение задачи теплопроводности для битумопровода, представляющего собой однородное цилиндрическое тело, при заданных и имеющих определенный вид начальных и граничных условиях методом разделения переменных Фурье.

В качестве модели взято цилиндрическое тело радиуса  $R$ , причем  $r$  ( $0 \leq r \leq R$ ) – расстояние любой его точки от оси цилиндра,  $t$  – время,  $T(r, t)$  – температура тела в произвольной его точке.

Используем известное уравнение теплопроводности:

$$\frac{\partial T(r, t)}{\partial t} = a \left[ \frac{\partial^2 T(r, t)}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial T(r, t)}{\partial r} \right], \quad (1)$$

где  $a$  – постоянный коэффициент теплопроводности однородного тела при начальных и граничных условиях

$$T(r, 0) \equiv \text{const} = T_0, \quad (0 \leq r \leq R) \quad (2)$$

$$T(R, t) \equiv \text{const} = T_C, \quad (0 \leq t < \infty),$$

где  $T_0, T_C$  – начальное и конечное значения температуры  $T$ .

Кроме того, должны выполняться некоторые естественные условия на оси цилиндрического тела (при  $r = 0$ ):

$$T(0, t) \neq \infty, \quad \frac{\partial T(0, t)}{\partial r} \equiv 0, \quad 0 \leq t < \infty.$$

Очевидно, что в случае (2) должно выполняться конечное условие:

$$T(r, \infty) = \lim_{t \rightarrow \infty} T(r, t) \equiv T_C, \quad 0 \leq r \leq R. \quad (3)$$

Введем вместо  $r$  безразмерную величину

$$\rho = \frac{r}{R}. \quad (4)$$

Тогда  $T(r, t) = T(R\rho, t)$ . Это выражение запишем просто как  $T(\rho, t)$ , где  $T$  будет лишь обозначением температуры тела, а не вида зависимости от тех или иных величин. С учетом (4)

$$\frac{\partial T}{\partial r} = \frac{\partial T}{\partial \rho} \frac{d\rho}{dr} = \frac{1}{R} \frac{\partial T}{\partial \rho}, \quad \frac{1}{r} \frac{\partial T}{\partial r} = \frac{1}{R^2} \left( \frac{1}{\rho} \frac{\partial T}{\partial \rho} \right),$$

$$\frac{\partial^2 T}{\partial r^2} = \frac{\partial}{\partial r} \left( \frac{\partial T}{\partial r} \right) = \frac{\partial}{\partial r} \left( \frac{1}{R} \frac{\partial T}{\partial \rho} \right) = \frac{1}{R} \left[ \frac{\partial}{\partial \rho} \left( \frac{\partial T}{\partial \rho} \right) \frac{d\rho}{dr} \right] = \frac{1}{R^2} \frac{\partial^2 T}{\partial \rho^2}$$

В результате перехода от  $r$  к  $\rho$  уравнение (1) примет вид:

$$\frac{\partial T(\rho, t)}{\partial t} = \frac{a}{R^2} \left[ \frac{\partial^2 T(\rho, t)}{\partial \rho^2} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial T(\rho, t)}{\partial \rho} \right] \quad (5)$$

Введем новое безразмерное время  $\tau = \frac{t}{\tilde{t}}$ . Тогда  $T(\rho, t) = T(\rho, \tilde{t}\tau)$ , где правая часть сохраняет за символом  $T$  лишь обозначение температуры.

Используя зависимость  $t = \tilde{t}\tau$ , получим:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial T}{\partial \tilde{t}} \frac{d\tilde{t}}{dt} = \frac{1}{\tilde{t}} \frac{\partial T}{\partial \tau} \quad (6)$$

Подстановка (6) в (5) дает:

$$\frac{\partial T(\rho, \tau)}{\partial \tau} = \frac{a\tilde{t}}{R^2} \left[ \frac{\partial^2 T(\rho, \tau)}{\partial \rho^2} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial T(\rho, \tau)}{\partial \rho} \right] \quad (7)$$

с безразмерным коэффициентом перед квадратными скобками.

Переходя от ненулевых (2) к нулевым начальным условиям:  $T(\rho, \tau) = T_c + \tilde{T}(\rho, \tau)$  и принимая  $\frac{a\tilde{t}}{R^2}$  равным единице, запишем уравнение теплопроводности (7) в окончательном виде:

$$\frac{\partial \tilde{T}(\rho, \tau)}{\partial \tau} = \frac{\partial^2 \tilde{T}(\rho, \tau)}{\partial \rho^2} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tilde{T}(\rho, \tau)}{\partial \rho} \quad (8)$$

с новыми трансформированными начальными, граничными и конечными условиями:

$$\begin{aligned} \tilde{T}(\rho, 0) &\equiv \text{const} = T_0 - T_c, & (0 \leq \rho \leq 1); \\ \tilde{T}(1, \tau) &\equiv \text{const} = 0, & (0 \leq \tau < \infty); \end{aligned} \quad (9)$$

$$\tilde{T}(\rho_1, \infty) = \lim_{\tau \rightarrow \infty} \tilde{T}(\rho_1, \tau) \equiv 0, \quad (0 \leq \rho \leq 1);$$

$$\tilde{T}(0, \tau) \neq \infty, \quad \frac{\partial \tilde{T}(0, \tau)}{\partial \rho} \equiv 0, \quad (0 \leq \tau < \infty) \quad (10)$$

Уравнение (8) является линейным относительно искомой функции  $\tilde{T}$ . Поэтому сумма двух его решений и произведения любого решения на какое угодно число снова будут решениями. Отсюда следует, что любая конечная комбинация решений опять будет решением.

То же будет верным в пределе и для бесконечного сходящегося ряда решений уравнения (8).

В соответствии с идеей разделения переменных будем искать отличные от тождественных нулю отдельные решения уравнения (8) в форме:

$$\tilde{T}(\rho, \tau) = U(\rho)V(\tau) \quad (11)$$

Подставляя после отыскания частных производных выражение (11) в уравнение (8), получим:

$$U(\rho)V'(\tau) = U''(\rho)V(\tau) + \frac{1}{\rho} U'(\rho)V(\tau),$$

или после деления всех членов на  $U(\rho)V(\tau) \neq 0$ :

$$\frac{V'(\tau)}{V(\tau)} + \frac{U''(\rho) + \frac{1}{\rho} U'(\rho)}{U(\rho)} \equiv \text{const} = \lambda^2, \quad \lambda > 0. \quad (12)$$

Для функции  $U(\rho)$  из (12) будем иметь уравнение:

$$U''(\rho) + \frac{1}{\rho} U'(\rho) + \lambda^2 U(\rho) = 0, \quad \lambda = 0, \quad 0 \leq \rho \leq 1. \quad (13)$$

Одним из нетривиальных решений (13) при  $0 \leq \rho < \infty$  и, в частности, при  $0 \leq \rho \leq 1$  является функция Бесселя первого рода нулевого порядка, представимая степенным рядом:

$$J_0(x) = \sum_{k=0}^{\infty} (-1)^k \frac{(x/2)^{2k}}{(K!)^2}. \quad (14)$$

Таким образом, решение (13) имеет вид:

$$U(\rho) = J_0(\lambda\rho).$$

В результате при каждом  $\lambda > 0$  нетривиальное решение вида (10) уравнения (8) будет:

$$\begin{aligned} \tilde{T}(\rho, \tau) &= J_0(\lambda\rho)e^{-\lambda^2\tau}, \quad \lambda > 0, \quad 0 \leq \rho \leq 1, \\ &0 \leq \tau < \infty. \end{aligned} \quad (15)$$

Каждая функция семейства (15), зависящая от одного параметра  $\lambda > 0$ , удовлетворяет по построению уравнению (8) и дополнительным условиям (9), (10). Эти же свойства будет, очевидно, иметь и любая конечная линейная комбинация функций вида (15) и, даже любой сходящийся ряд функций этого вида с соответствующим набором коэффициентов при условии, что множество значений параметров  $\lambda > 0$  будет хотя и бесконечным, но счетным (в частности – дискретным):

$$0 < \lambda_1 < \lambda_2 < \dots < \lambda_K < \dots < \infty. \quad (16)$$

Таким образом, решение задачи (8) ищется в виде:

$$\begin{aligned} \tilde{T}(\rho, \tau) &= \alpha_1 J_0(\lambda_1\rho)e^{-\lambda_1^2\tau} + \alpha_2 J_0(\lambda_2\rho)e^{-\lambda_2^2\tau} + \dots + \\ &+ \alpha_K J_0(\lambda_K\rho)e^{-\lambda_K^2\tau} + \dots = \sum_{k=1}^{\infty} \alpha_k J_0(\lambda_k\rho)e^{-\lambda_k^2\tau} \\ &= \sum_{k=1}^{\infty} \alpha_k \tilde{T}_k(\rho, \tau), \end{aligned} \quad (17)$$

где  $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_K, \dots$  - некоторые числовые коэффициенты.

Рассмотрим граничные условия задачи (9). Условию (9) можно удовлетворить при любых  $\alpha_K, K=1,2,\dots$ , если потребовать, чтобы:

$$\tilde{T}_K(1, \tau) \equiv 0, K = 1, 2, \dots \quad (18)$$

то есть

$$J_0(\lambda_K) e^{-\lambda_K^2 \tau} \equiv 0, K = 1, 2, \dots,$$

что в силу  $e^{-\lambda_K^2 \tau} > 0$  сводится к

$$J_0(\lambda_K) = 0, K = 1, 2, \dots$$

Последнее означает, что в качестве совокупности значений (16) параметра  $\lambda > 0$ , называемых собственными значениями задачи, следует выбрать в соответствии с (18) бесконечное, но счетное множество положительных нулей функции Бесселя  $J_0(x)$ :

$$\lambda_K = \mu_K, K = 1, 2, \dots \quad (19)$$

Подставляя известные значения (19) в ряд (17), получаем решение уравнения (8) в виде:

$$\begin{aligned} \tilde{T}(\rho, \tau) &= \sum_{K=1}^{\infty} \alpha_K \tilde{T}_K(\rho, \tau) = \\ &= \sum_{K=1}^{\infty} \alpha_K J_0(\mu_K \rho) e^{-\mu_K^2 \tau} = \\ &= \alpha_1 J_0(\mu_1 \rho) e^{-\mu_1^2 \tau} + \alpha_2 J_0(\mu_2 \rho) e^{-\mu_2^2 \tau} + \dots + \\ &+ \alpha_K J_0(\mu_K \rho) e^{-\mu_K^2 \tau} + \dots, \\ &0 \leq \rho \leq 1, \quad 0 \leq \tau < \infty. \end{aligned} \quad (20)$$

В частности, в соответствии с (20) и (9) при  $\tau = 0$  должно быть:

$$\tilde{T}(\rho, 0) \equiv T_0 - T_c = \sum_{K=1}^{\infty} \alpha_K J_0(\mu_K \rho), \quad 0 \leq \rho < 1, \quad (21)$$

откуда и должны быть найдены коэффициенты  $\alpha_K, K=1,2,\dots$

Вспользуемся задачей о разложении функции - константы  $f(x) \equiv const$ , отличной от нуля, в ряд Фурье по ортогональной системе функций  $\{J_0(\mu_K x)\}$ :

$$f(x) = 2 \left[ \frac{J_0(\mu_1 x)}{\mu_1 J_1(\mu_1)} + \frac{J_0(\mu_2 x)}{\mu_2 J_1(\mu_2)} + \dots + \frac{J_0(\mu_K x)}{\mu_K J_1(\mu_K)} + \dots \right]$$

$$0 \leq x < 1,$$

где  $J_1(\mu_K)$  - функция Бесселя первого рода первого порядка. Отсюда очевидно, что:

$$\alpha_K = \frac{2(T_0 - T_c)}{\mu_K J_1(\mu_K)}, K = 1, 2, \dots, \quad (22)$$

Исходя из (20), (22), получим решение задачи (8 - 10) в виде:

$$\begin{aligned} \tilde{T}(\rho, \tau) &= \sum_{K=1}^{\infty} \alpha_K J_0(\mu_K \rho) e^{-\mu_K^2 \tau} = \\ &= (T_0 - T_c) \sum_{K=1}^{\infty} \beta_K J_0(\mu_K \rho) e^{-\mu_K^2 \tau} = \\ &= 2(T_0 - T_c) \sum_{K=1}^{\infty} \frac{1}{\mu_K J_1(\mu_K)} J_0(\mu_K \rho) e^{-\mu_K^2 \tau}, \quad (23) \end{aligned}$$

$$0 \leq \rho \leq 1, \quad 0 \leq \tau < \infty.$$

Отметим, что в отличие от  $T(\rho, \tau)$ , величина  $\tilde{T}(\rho, \tau)$  является температурой тела, отсчитываемой от уровня, задаваемого постоянной  $T_c$ . После нахождения  $\tilde{T}(\rho, \tau)$  необходимо вернуться к  $T(\rho, \tau)$ .

Были проведены контрольные расчеты для случая  $T_0 = 10^\circ\text{C}$ ,  $T_c = 30^\circ\text{C}$ ,  $a \cdot 106 = 0,5 \text{ м}^2/\text{с}$ ,  $R = 0,2 \text{ м}$ . Рассматривались моменты времени:  $t = 6 \text{ час}$  ( $\tau = 0,27$ ),  $12 \text{ час}$  ( $\tau = 0,54$ ),  $48 \text{ час}$  ( $\tau = 2,16$ ). При каждом заданном  $t$  величине  $\tau$  придавались значения:  $0$  ( $\rho = 0$ ),  $0,25R$  ( $\rho = 0,25$ ),  $0,5R$  ( $\rho = 0,5$ ) и  $0,75R$  ( $\rho = 0,75$ ).

Полученные значения функции  $T(\rho, \tau)$  составили:

при  $t = 6 \text{ час}$  ( $\tau = 0,27$ ):  $T(0; 0,27) = 23,3^\circ\text{C}$ ;  $T(0,25; 0,27) = 23,9^\circ\text{C}$ ;  $T(0,5; 0,27) = 25,5^\circ\text{C}$ ;  $T(0,75; 0,27) = 27,7^\circ\text{C}$ ;  $T(1; 0,27) = 30^\circ\text{C}$ ;

при  $t = 12 \text{ час}$  ( $\tau = 0,54$ ):  $T(0; 0,54) = 28,6^\circ\text{C}$ ;  $T(0,25; 0,54) = 28,7^\circ\text{C}$ ;  $T(0,5; 0,54) = 29,1^\circ\text{C}$ ;  $T(0,75; 0,54) = 29,5^\circ\text{C}$ ;  $T(1; 0,54) = 30^\circ\text{C}$ ;

при  $t = 48 \text{ час}$  ( $\tau = 2,16$ ):  $T(0; 2,16) = 29,99988^\circ\text{C}$ ;  $T(0,25; 2,16) = 29,99989^\circ\text{C}$ ;  $T(0,5; 2,16) = 29,99991^\circ\text{C}$ ;  $T(0,75; 2,16) = 29,99996^\circ\text{C}$ ;  $T(1; 2,16) = 30^\circ\text{C}$ . Несмотря на то, что промежуточные вычисления проводились с высокой точностью, в наиболее сложном случае для  $t = 6 \text{ час}$  приходилось учитывать только два члена ряда (18), что говорит о быстрой его сходимости при значениях  $\tau > 0$ .

Для рассмотренной задачи получено практическое решение. Несмотря на наличие некоторых общих черт, присущих методу Фурье, предложенный способ решения определился индивидуальными особенностями данной задачи, конкретным видом начальных и граничных условий. Возможности моделирования решения (23) на ПЭВМ позволяют изменять параметры теплоносителя, обеспечивающего с помощью автоматизированной системы управления оптимальную температуру битума в битумопроводе в условиях изменяющейся температуры внешней среды.

## Библиографический список

1. Янке Е., Эмде Ф., Лёш Ф. Специальные функции. Формулы, графики, таблицы. - М.: Наука, 1997. - 344 с.
2. Справочник по специальным функциям с формулами, графиками и математическими таблицами. Под ред. М. Абрамовича. - М.: Наука, 1979. - 832 с.

М.А. ФАХРАТОВ, А.В. БОРОВСКИХ, кандидаты техн. наук, В.М. БОНДАРЕНКО, д-р техн. наук, проф., академик РААСН (Московский институт коммунального хозяйства и строительства)

## Некоторые закономерности силового сопротивления бетона

Сопротивление бетона силовому деформированию и разрушению описывается реологическими уравнениями механического состояния, отражающими связь между относительными деформациями, напряжениями, режимом нагружения и временем.

Феноменологическая методика построения этих уравнений, являющаяся основой современного бетоноведения, предполагает выявление и формирование исходных гипотез. Последние представляют собой обобщение экспериментальных данных и должны согласовываться с базовыми положениями физики и механики твердого деформируемого тела, термодинамикой.

Этими положениями, помимо общепринятых гипотез о малости и сложении частных деформаций, о суперпозиции деформаций линейной ползучести при любых неубывающих режимах нагружения, о применении метода аффинноподобия для учета старения (износа) бетона и нелинейности связи между напряжениями и деформациями, являются также другие, менее известные посылки:

гипотеза Фрама–Каминского о “равнодоступности” факторов становления, износа и повреждений, а также деформирования материалов, обуславливающая взаимонезависимость частных эффектов и деформаций;

постулат Гульдберга–Вааге, утверждающий, что при неизменных силовых и средовых воздействиях существует пропорциональность скорости изменения механических и физико-химических характеристик материалов их текущему дефициту по отношению к предельным значениям этих характеристик;

признак Б. Персоца о применимости при обеспеченной взаимонезависимости частных деформаций приведенного выше принципа суперпозиции для нелинейной ползучести;

правило С.Е. Фрайфельда о связи между мерами простой ползучести и режимной ползучести для различных вариантов теории ползучести бетона (теории старения, теории наследственности, теории упруго-ползучего тела [1]).

Так, допущения о взаимонезависимости и сложении частных деформаций, об аффинном подобии при учете старения и нелинейности, о суперпозиции деформаций и о равенстве меры режимной ползучести мере простой ползучести при

$$C_o^*(t_o, t_o) = 0 \quad (1)$$

приводят к известному нелинейному реологическому уравнению бетона [2]

$$\varepsilon(t, t_o) = \frac{\sigma(t)}{E_M^o(t)} S_M^o \left[ \frac{\sigma(t)}{R(t)} \right] - \int_{t_o}^t (\tau) \left[ \frac{\sigma(\tau)}{R(\tau)} \right] \frac{\partial}{\partial \tau} C_o^*(\tau, t) d\tau, \quad (2)$$

а при

$$C_o^*(t_o, t_o) > 0 \quad (3)$$

к полному нелинейному реологическому уравнению [3,4]

$$\varepsilon(t, t_o) = \frac{\sigma(t)}{R(t)} S_M^o \left[ \frac{\sigma(t)}{R(t)} \right] + \sigma(t_o) S_n^o \left[ \frac{\sigma(t_o)}{R(t_o)} \right] C_o^*(t, t) - \int_{t_o}^t \sigma(\tau) S_n^o \left[ \frac{\sigma(\tau)}{R(\tau)} \right] \frac{\partial}{\partial \tau} C_o^*(\tau, t) d\tau. \quad (4)$$

Здесь  $\varepsilon$  — относительные деформации;  $\sigma$  — напряжения;  $R$  — прочность, меняющаяся в зависимости от режима и длительности нагружения, по мере старения и износа материала;  $E_M^o$  — начальный модуль мгновенной деформации, меняющийся по мере старения и износа материала;  $C_o^*$  — начальная мера простой ползучести, меняющаяся по мере старения и износа материала;  $t_o, \tau, t$  — время начала нагружения, текущее время, время окончания нагружения;  $S_M^o$  — функция нелинейности мгновенных деформаций;  $S_n^o$  — функция нелинейности деформаций ползучести.

Н.Х. Арутюнян, приведя таблицу экспериментальных данных, соответствующую обоим случаям (1) и (3), в дальнейшем рассматривал лишь (1). Это, вероятно, следовало из того обстоятельства, что слагаемое

$$\sigma(t_o) S_n^o \left[ \frac{\sigma(t_o)}{R(t_o)} \right] C_o^*(t_o, t_o) \quad (5)$$

в записи (4) никак не связано ни с режимом, ни с длительностью нагружения и, таким образом, по сути отражает мгновенную пластику деформирования, лишь количественно связанную с характеристиками ползучести.

Следуя Н.Х. Арутюняну, в дальнейшем исследователи сосредоточились на построении и выборе эмпирических записей для  $R, E_M^o, C_o^*, S_M^o$  и  $S_n^o$ , для которых было предложено много различных вариантов формул. Анализ этих предложений выявил предпочтительные, которые в итоге и заложены в “Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций” [6]

$$C_o^*(\tau, t_o) = \left[ \frac{1}{E_M^o(t_o)} - \frac{1}{E_M^o(t)} \right] + C_o(\infty)\Omega(t_o)f(\tau - t_o), \quad (6)$$

$$\Omega(t_o) = C + de^{-\gamma_o t_o}, \quad (7)$$

$$f(\tau - t_o) = 1 - \beta e^{-\gamma_1(\tau - t_o)} \quad (8)$$

$$S_M^o = 1 + V_M \left[ \frac{\sigma(t)}{R(t)} \right], \quad (9)$$

$$S_n^o = 1 + V_n \left[ \frac{\sigma(\tau)}{R(\tau)} \right], \quad (10)$$

где  $\Omega$  — функция возраста для ползучести;  $f(\tau - t_o)$  — функция затухания ползучести во времени;  $C=0,5$ ;  $\beta=0,8$ ;  $\gamma_o, \gamma_1, V_M, V_n, m_M, m_n$  — интенсивные параметры, зависящие от класса бетона и модуля открытой поверхности элемента (табл.1 и 2).

Таблица 1

| Параметр                     | t, суток   | Модуль открытой поверхности |       |       |            |
|------------------------------|------------|-----------------------------|-------|-------|------------|
|                              |            | 10 и менее                  | 20    | 40    | 60 и более |
| $\gamma_o$ сут <sup>-1</sup> |            | 0,008                       | 0,018 | 0,018 | 0,020      |
| $\gamma_1$ сут <sup>-1</sup> |            | 0,004                       | 0,006 | 0,008 | 0,010      |
| d                            | 7 и менее  | 0,758                       | 0,842 | 0,942 | 1,052      |
|                              | 28 и более | 0,625                       | 0,700 | 0,785 | 0,875      |

Между тем в экспериментах оказывались частными случаи, когда в фактическом масштабе времени наблюдения требование (1) не подтвердилось и было необходимо ответить на условие (3). Тогда, игнорируя, забыв или не ведая (4), в уравнение (2) были введены коррективы, не связанные с (5) и почему-то обозначенные как "быстронатекающая ползучесть". Анализ такой подмены и оценка вносимых погрешностей осуществлены В.Г.Назаренко [3]. На самом деле такие коррективы не нужны, а следует использовать реологическое уравнение (4).

В единственном частном случае, когда

$$\frac{\sigma(\tau)}{R(\tau)} = \frac{\sigma(t_o)}{R(t_o)} = \frac{\sigma(t)}{R(t)} = \text{const}; \sigma = \text{const}, \quad (11)$$

записи (2) и (4) получают чисто алгебраический вид: при

$$C_o^*(t_o, t_o) = 0 \quad (1)$$

$$\varepsilon(t, t_o) = \frac{\sigma(t)}{E_M^o(t)} S_M^o \left[ \frac{\sigma(t)}{R(t)} \right] + \sigma(t_o) S_n^o \left[ \frac{\sigma(t_o)}{R(t_o)} \right] C_o^*(t, t_o), \quad (12)$$

Таблица 2

| Наименование параметров                                      | Классы бетонов, В |      |      |      |      |      |      |
|--|-------------------|------|------|------|------|------|------|
|  | 15                | 20   | 30   | 40   | 50   | 60   |      |
| $R(\infty, 28)$ МПа  | 11                | 15   | 22   | 29   | 36   | 43   |      |
| $E_M^o(\infty, 28) \cdot 10^{-3}$ МПа                        | 25,5              | 29   | 33,5 | 36,5 | 38,5 | 39   |      |
| $C_o^*(\infty, 28) \cdot 10^9$ МПа <sup>-1</sup>             | 128               | 102  | 74   | 59   | 50   | 45   |      |
| Параметры нелинейности                                       | $V_M$             | 2,6  | 2    | 1,3  | 1    | 0,8  | 0,7  |
|  | $m_M$             | 5    | 4,5  | 4,3  | 3,8  | 3,4  | 3    |
|  | $V_n$             | 3,11 | 2,35 | 1,6  | 1,22 | 1,22 | 1,22 |
|  | $m_n$             | 4    | 4    | 4    | 4    | 4    | 4    |
| $\varphi(\infty, 28) = E_M^o(\infty, 28) C_o^*(\infty, t_o)$ | 3,16              | 2,96 | 2,48 | 2,17 | 1,93 | 1,75 |      |

а при

$$C_o^*(t_o, t_o) > 0 \quad (3)$$

$$\varepsilon(t, t_o) = \frac{\sigma(t)}{E_M^o(t)} S_M^o \left[ \frac{\sigma(t)}{R(t)} \right] + \sigma(t_o) S_n^o \left[ \frac{\sigma(t_o)}{R(t_o)} \right] \times C_o^*(t, t_o). \quad (14)$$

Если осуществить построение кривых  $\sigma$ - $\varepsilon$  по (12) или (14) для последовательно фиксируемых значений времени  $t_o, t_1, t_2 \dots t_n$ , то получим график так называемых изохронных траекторий ползучести Ф.Шенли [7]. Очевидно, что вследствие (11) непосредственное применение (12) или (14) для решения режимных задач ползучести необоснованно.

В связи с изложенным в целях продолжения поиска закономерностей силового сопротивления бетона представляется целесообразной замена эмпирических записей меры простой ползучести другими предложениями, непосредственно опирающимся на общие признаки деформирования твердых тел. В частности, расширяя применение постулата Гульдберга-Вааге в нелинейную область, записываем

$$\frac{d}{d\tau} \Delta C_o^*(\tau, t_o) = -\gamma [\Delta C_o^*(\tau, t_o)]^m \quad \text{при } m=1, 2, 3 \dots m, \quad (15)$$

где знак (-) правой части соответствует факту убывания скорости простой ползучести во времени,

$$\Delta C_o^*(\tau, t_o) = C_o^*(\infty, t_o) - C_o^*(\tau, t_o), \quad (16)$$

где  $\gamma$  и  $m$  — некоторые константы процесса ползучести, определяемые для конкретных номинаций бетона.

После разделения переменных в (15) получаем

$$\frac{d\Delta C_o^*(\tau, t_o)}{[\Delta C_o^*(\tau, t_o)]^m} = -\gamma d\tau, \quad (17)$$

откуда для  $m > 1$  ( $m=2, 3 \dots m$ )

$$\frac{[\Delta C_o^*(\tau, t_o)]^{(1-m)}}{(1-m)} = -\gamma\tau + B, \quad (18)$$

где  $B$  — произвольная постоянная интегрирования, определяемая из условия, что при  $\tau=t_o$  будет

$$\Delta C_o^*(t_o, t_o) = C_o^*(\infty, t_o) - C_o^*(t_o, t_o), \quad (19)$$

т.е.

$$B = \frac{[\Delta C_o^*(t_o, t_o)]^{(1-m)}}{(1-m)} + \gamma t_o. \quad (20)$$

Следовательно,

$$C_o^*(\tau, t_o) = f_m(\tau, t_o) C_o^*(\infty, t_o), \quad (21)$$

где

$$f_m(\tau, t) = 1 - \frac{1}{C_o^*(\infty, t_o)} \{ [\Delta C_o^*(t_o, t_o)]^{(1-m)} - \gamma(1-m)(\tau - t_o) \}^{(1-m)}, \quad (22)$$

а в случае  $m=1$  из (17) получаем

$$C_o^*(\tau, t_0) = f_1(\tau, t_0) C_o^*(\infty, t_0), \quad (23)$$

где

$$f_1(\tau, t_0) = 1 - \beta e^{-\gamma_1(\tau - t_0)} \quad (24)$$

при

$$\beta = \frac{\Delta C_o^*(t_0, t_0)}{C_o^*(\infty, t_0)} \quad (25)$$

Значительно раньше запись (24) была установлена эмпирически [1], а в настоящее время при  $\beta=0,8$  применяется в "Рекомендациях..." [6]. Заметим, что при этом  $\beta=1$  соответствует случаю (1), а  $0 < \beta < 1$  — случаю (3).

В публикациях существуют также другие эмпирические предложения для описания меры простой ползучести бетона [2].

Соотношения (2) и (4) лежат в основе современной теории ползучести бетона. Вместе с тем логика развития теории и интересы получения ее новых решений приводят к поиску их модификаций и упрощений. В частности, для сложных нелинейных задач перспективным является квазилинейное представление этих соотношений, введенное и обоснованное С.В.Бондаренко [5]

$$\varepsilon(t, t_0) = S^o \left[ \frac{\sigma(t)}{R(t)} \right] \left[ \frac{\sigma(t)}{E_M^o(t)} - \int_{t_0}^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} C_o^*(\tau, t_0) d\tau \right] \quad (26)$$

или

$$\varepsilon(t, t_0) = S^o \left[ \frac{\sigma(t)}{R(t)} \right] \left[ \frac{\sigma(t)}{E_M^o(t)} + \sigma(t_0) C_o^*(t, t) - \int_{t_0}^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} C_o^*(\tau, t_0) d\tau \right], \quad (27)$$

где  $S^o$  — усредненная функция нелинейности деформации.

Как показано в [5], такая модификация не приводит к отклонению в точности решения более чем на 3%.

#### Библиографический список

1. Арутюнян Н.Х. Некоторые вопросы теории ползучести. Гостехиздат, М.: 1952.
2. Бондаренко В.М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона. Издательство Харьковского университета, Харьков, 1968.
3. Бондаренко С.В., Назаренко В.Г. Методика теории ползучести. ВЗИСИ, М.: 1981.
4. Бондаренко В.М., Боровских А.В. Износ, повреждения и безопасность железобетонных сооружений. МИКХиС, М.: 2000.
5. Бондаренко С.В., Тутберидзе О.Б. Инженерные расчеты ползучести строительных конструкций. Издательство Ганатлеба, Тбилиси, 1988.
6. Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций, НИИЖБ, Стройиздат, М.: 1988.
7. Shanley F.K. Inelastic column theory IAC, т. 14, 5, 1947.

#### Вниманию авторов журнала!

Напоминаем, что объем присылаемых в редакцию рукописей не должен превышать 8 стандартных машинописных страниц, напечатанных через 2 интервала. Рисунки (3–4 графика, схемы) следует разборчиво вычерчивать черной тушью или шариком на белой бумаге, не перегружая их второстепенным графическим и текстовым материалом. Статьи, наполненные формульным текстом, просим представлять в двух экземплярах, набранных на компьютере, с выводом на **лазерном** принтере на формат журнала (**18x25 см**); набор может быть двух- (если формулы громоздки) или трехколонным (см. журнал), желательно прилагать дискету (текст — rtf, рисунки — tif).

Начинающим авторам до подготовки рукописи рекомендуем просмотреть журнал и ознакомиться с манерой и принципами оформления текстового и графического печатного материала.

**При отправке рукописи сообщайте свои адреса и телефоны.**

*Присылать статьи и вести переписку с редакцией можно по*

*E-mail (magbeton@rambler.ru) или по адресу:*

*ГСП, Москва, ул. Рождественка, д. 11, корп. 2, МАрХИ, издательство "Ладья",  
для редакции журнала "Бетон и железобетон".*

*Тел. для справок: (095) 292-62-05.*



А.И.ВАСИЛЬЕВ, А.С.БЕЙВЕЛЬ, кандидаты техн. наук (ЦНИИС); А.М.ПОДВАЛЬНЫЙ  
д-р техн. наук (НИИЖБ)

## О выборе толщины защитного слоя бетона мостовых конструкций

Толщина защитного слоя бетона является одной из основных характеристик железобетонной конструкции, определяющей ряд ее важных эксплуатационных показателей. К таким показателям относятся надежное сцепление арматуры с бетоном при статических и динамических нагрузках, огнестойкость, долговечность в условиях неблагоприятных коррозионных воздействий на арматуру и бетон и др. Толщина защитного слоя влияет на начальные экономические показатели конструкции, ее собственную массу и технологию изготовления. В зависимости от конкретных обстоятельств и условий эксплуатации определяющим может оказаться каждый из этих показателей.

Знакомство с литературой по железобетону, монографиями и учебниками наводит на мысль, что толщина защитного слоя является по существу нерасчетной величиной, не имеющей точного научного обоснования. Действующие же в настоящее время рекомендации и нормы — результат многолетнего процесса проб и ошибок, неявного компромисса между экономическими требованиями на стадии изготовления конструкций, диктуемыми сведением защитного слоя к минимуму, и техническими требованиями, которые этот минимум ограничивают. При этом складывается впечатление о том, что возможные расчетные уточнения не внесут заметных изменений в существующую практику назначения величины защитного слоя, поскольку фактически он варьируется в весьма узких пределах.

Подобные соображения не всегда справедливы. Железобетон, еще сравнительно недавно характеризовавшийся как “вечный” материал, в конструкциях автодорожных мостов оказался подверженным коррозии,

которая проявляется уже спустя 2–4 десятилетия после ввода моста в эксплуатацию и резко снижает его долговечность по сравнению с проектным сроком службы. Исследования свидетельствуют, что одной из главных причин ранних коррозионных повреждений мостовых конструкций является карбонизация (нейтрализация) защитного слоя бетона, которая является неким универсальным коррозионным процессом, протекающим в результате реакции между содержащимся в атмосфере углекислым газом и гидратом окиси кальция (а также щелочами) в бетоне на портландцементе, обеспечивающими пассивное состояние арматуры.

Карбонизация опасна не только сама по себе. Из-за нее резко, почти в два раза, снижается граница критического содержания хлорид-иона в бетоне приарматурной зоны и сопротивляемость конструкции хлоридной коррозии арматуры.

Другим комплексным фактором, снижающим долговечность железобетонных мостов, является ускорение процесса карбонизации в зонах совместного действия на бетон увлажнения конструкции и циклического замораживания. К таким зонам в мостах относятся консоли крайних балок, торцы балок, ригели опор и др.

Анализ совместного влияния карбонизации и замораживания как одного из наиболее часто встречающихся неблагоприятных природных воздействий на мостовой бетон является актуальным и важным. Этот вопрос, насколько нам известно, практически не освещен в литературе и требует дополнительных исследований. Далее излагается модельное представление о процессе.

Углекислый газ проникает в бетон в результате диффузии. Процесс диффузии газа в твердой пористой

среде, осложненный химической реакцией, описывается системой дифференциальных уравнений [1], содержащих параметры, приемлемо точное экспериментальное определение которых связано со значительными трудностями. Эта система уравнений в результате ряда допущений может быть сведена к дифференциальному уравнению первого порядка — так называемому первому закону Фика [2], к которому также в значительной степени относится сказанное выше. Его дальнейшим, практически диктуемым, упрощением является широко применяемая полуэмпирическая формула, устанавливающая зависимость между глубиной карбонизации  $x$  (см) и временем диффузии  $t$  (годы) и выражающая так называемый “закон квадратного корня”

$$x = A\sqrt{t}, \quad (1)$$

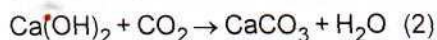
где  $A$  — эмпирический коэффициент (см/год<sup>0,5</sup>).

Так, исследователь карбонизации бетона К.Кишитани в форме зависимости (1) установил влияние на карбонизацию водоцементного отношения в бетоне [3]. Формула (1) удовлетворительно описывает кинетику карбонизации. Коэффициент  $A$  зависит от факторов, влияющих на проницаемость бетона, — его состава (в частности, В/Ц-отношения), технологии укладки, ухода за ним, особенно в первые сутки твердения. Существенное влияние на проницаемость бетона оказывает его влажность и ее изменение в климатическом, годовом, сезонном и погодном циклах.

В мостовых конструкциях, эксплуатируемых практически на всей территории России, бетон наряду с карбонизацией подвергается циклическому замораживанию и оттаиванию. Физические последствия тако-

го воздействия заключаются в постепенном, по мере увеличения циклов замораживания и оттаивания, насыщении структуры материала микротрещинами, которые приводят к прогрессирующему снижению прочности и модуля упругости, увеличению необратимых деформаций расширения бетона. Такое изменение структуры материала неизбежно приводит к увеличению его проницаемости.

Химическая реакция карбоната



приводит к уменьшению проницаемости бетона и увеличению пути диффузии углекислого газа. Кроме того, с течением времени и по мере гидратации цемента бетон уплотняется. Все это приводит к тому, что прирост глубины карбонизации в единицу времени уменьшается, и это уменьшение оказывается пропорциональным квадратному корню из времени. Циклическое замораживание, разуплотняя бетон, вызывает обратный эффект. Поскольку структура бетона при этом меняется, коэффициент пропорциональности в формуле (1) оказывается переменной величиной и, таким образом, зависимость (1) может быть представлена в виде

$$x = k A \sqrt{t}, \quad (3)$$

где  $A$  — постоянный коэффициент, отражающий влияние на карбонизацию состава и структуры бетона;  $k = f(n)$  — коэффициент, отражающий влияние на проницаемость бетона для углекислого газа числа циклов замораживания и оттаивания, которому подвергается конструкция, ее защитный слой.

Для содержательного определения функции  $k = f(n)$  введем модельное представление о морозном воздействии на бетон. Примем, что элементарной ячейкой, из пространственного, трехмерного повторения которой складывается структура затвердевшего бетона, является структурный элемент, состоящий из шарового ядра — заполнителя (песка или щебня) и сферической оболочки — слоя вяжущего (цементно-песчаного раствора или цементно-каменного). В каждом цикле замораживания — оттаивания происходит разрушение некоторого числа таких элементов, в оболочке которых образуется трещина. Относительную

долю  $P$  таких разрушившихся в цикле элементов можно считать величиной постоянной и пропорциональной относительной доле потери прочности бетона в одном цикле воздействия. Значение  $P$  может быть охарактеризовано как вероятность разрушения бетона в цикле. Очевидно, что чем более суровым является морозное воздействие, тем больше значение  $P$  и быстрее происходит разрушение, т.е. потеря бетоном прочности.

Используя аппарат теории вероятностей, можно определить значение  $P$  как вероятность появления разрушающих (предельных) растягивающих напряжений в оболочке структурного элемента при заданном температурном (морозном) воздействии [4]. При этом геометрические характеристики компонентов структурного элемента вычисляются, а модули упругости ядра и оболочки, а также прочность последней при растяжении задаются, исходя из известного состава бетона.

Более простой подход заключается в следующем. Примем, что мостовой бетон после 300 циклов замораживания — оттаивания должен потерять не более 10% своей первоначальной прочности, т.е.  $\Delta R = 0,1 R_0$ . Отсюда относительная потеря прочности в цикле или вероятность разрушения составит  $P_{0,1R} = 0,1:300 = 0,00033$ . Найдем зависимость прочности бетона от числа циклов  $n$ . После первого цикла замораживания — оттаивания прочность бетона ( $R_1$ ) равна  $R_1 = R_0(1 - P)$ , где  $R_0$  — начальная прочность; после второго цикла воздействия  $R_2 = R_1(1 - P) = R_0(1 - P)(1 - P) = R_0(1 - P)^2$  и после  $n$ -го цикла воздействия

$$R_n = R_0(1 - P)^n \quad (4)$$

Множитель  $(1 - P)^n$  в выражении (4) характеризует насыщение бетона трещинами и сопряженный с этим обратный процесс повышения проницаемости бетона. Примем, что повышение проницаемости определяется снижением прочности  $(1 - P)^n$  и происходит обратно пропорционально этому снижению, т.е. пропорционально множителю  $1/(1 - P)^n$ .

Таким образом, в качестве функции  $k = f(n)$  получено значение  $k = 1/(1 - P)^n$ , а выражение для глубины карбонизации при совместном

действии ее и циклического замораживания и оттаивания записывается в виде

$$x = \frac{1}{(1 - P)^n} A \sqrt{t}, \quad (5)$$

где  $P$  — вероятность разрушения (повреждения) бетона в цикле замораживания — оттаивания;  $n$  — число циклов.

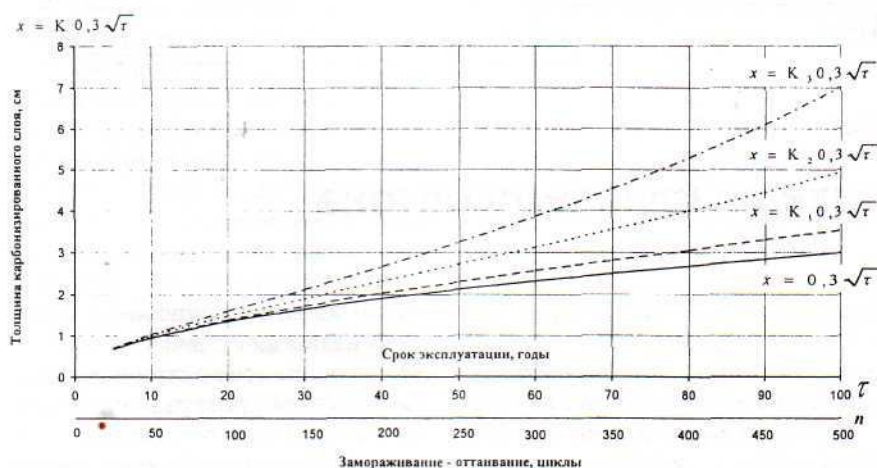
В таблице представлены расчетные значения функции  $k = 1/(1 - P)^n$  для бетонов с различной потерей прочности ( $\Delta R$ ), равной 10, 30 и 50% после 300 циклов замораживания и оттаивания (значения  $K_1, K_2, K_3$ )\*.

| Число циклов, $n$ | Значения $K = 1/(1 - P)^n$ при потере прочности $\Delta R$ в результате 300 циклов морозного воздействия |                     |                     |
|-------------------|--|---------------------|---------------------|
|                   | $\Delta R=0,1(K_1)$  | $\Delta R=0,3(K_2)$ | $\Delta R=0,5(K_3)$ |
| 20                | 1,01   | 1,02                | 1,03                |
| 50                | 1,02   | 1,05                | 1,09                |
| 100               | 1,03   | 1,105               | 1,18                |
| 150               | 1,05   | 1,16                | 1,28                |
| 200               | 1,07   | 1,22                | 1,4                 |
| 250               | 1,085  | 1,28                | 1,53                |
| 300               | 1,105  | 1,35                | 1,67                |
| 350               | 1,124  | 1,42                | 1,8                 |
| 400               | 1,14   | 1,49                | 1,97                |
| 450               | 1,16   | 1,57                | 2,15                |
| 500               | 1,18   | 1,65                | 2,34                |

На рисунке представлены графики изменения глубины карбонизации защитного слоя бетона при морозном воздействии различной интенсивности. Принято значение  $A = 0,3 \text{ см/год}^{0,5}$ . Для того, чтобы совместить на оси абсцисс временную шкалу и шкалу циклов замораживания, примем, что в среднем в году наблюдается 5 стандартных циклов замораживания и оттаивания. При других соотношениях природных и стандартных циклов предельные значения  $k = 1/(1 - P)^n$ , представленные в таблице, достигаются в более ранние или поздние сроки.

Железобетонные мосты, в соответствии с европейскими нормами, относятся к сооружениям, расчетный срок эксплуатации которых, как и монументальных зданий, равен 100 годам [9]. Число циклов замо-

\* 5%-ная потеря прочности не анализировалась, поскольку при испытании на морозостойкость ее достоверное определение при реальной дисперсии результатов является весьма затруднительным.



### Совместное воздействие карбонизации и циклического замораживания

раживания — оттаивания, которое за этот срок испытает бетон, может значительно превысить нормируемое значение  $n = 300$ , являющееся некоторой условной границей. Предполагая, что и после 300 циклов разрушение бетона будет происходить с той же интенсивностью, число расчетных циклов замораживания в таблице и на рисунке увеличено до 500.

Из таблицы и графиков видно, что морозное воздействие на морозостойкий бетон оказывает относительно небольшое воздействие на скорость карбонизации. Однако и это увеличение следует учитывать при прогнозе карбонизации и выборе толщины защитного слоя, повышая его с учетом доверительного интервала оценки на 20...30%, поскольку в таблице представлены средние значения. Кроме того, явление проницаемости бетона характеризуется высокой дисперсией показателей. При этом максимальные и минимальные локальные значения могут существенно отличаться от средних.

Для неморозостойкого бетона эффект ускорения карбонизации оказывается значительно более существенным, составляя для  $\Delta R = 0,3$  70...80%, а для  $\Delta R = 0,5$  — 100...120%. Полученные расчетные значения толщины защитного слоя в диапазоне 4...7 см соответствуют рекомендациям авторитетных международных организаций — Американского института бетона и Европейского комитета по стандартизации. Если совместное действие карбонизации и циклического замора-

живания не учитывать при проектировании, предельное состояние по коррозии арматуры может наступить значительно раньше предельного состояния по прочности, снижающейся в результате замораживания, что и наблюдается при обследованиях мостов.

В мировой практике строительства наряду с применением особо плотного бетона с микрокремнеземом в настоящее время наблюдается тенденция повышения толщины защитных слоев в железобетонных конструкциях, эксплуатируемых в неблагоприятных климатических условиях и, в частности, под открытым небом. В определенной степени это объясняется ситуацией с долговечностью железобетонных мостов и других транспортных сооружений, которая оказалась значительно меньше нормативных и проектных предпосылок. Эта тенденция, возможно, наиболее отчетливо проявилась в Соединенных Штатах, где по рекомендации Американского института бетона [6] конструкции, предназначенные для службы в условиях умеренной агрессивной среды, но контактирующие с грунтом, водой и стоками и с наружной атмосферой, должны иметь минимальный защитный слой, равный 5 см (2 дюйма) для конструктивной и 6 см (2,5 дюйма) для рабочей арматуры. Мостовые конструкции, постоянно контактирующие с грунтом, должны иметь минимальный защитный слой равный 7 см (3 дюйма) [7]. Отечественные нормы [8] регламентируют применение защитных слоев зна-

чительно меньшей толщины. Обследования мостовых сооружений свидетельствуют о том, что фактические значения защитных слоев в результате случайных вариаций их толщины оказываются нередко еще меньше нормируемых.

Это обстоятельство заставляет, по нашему мнению, во избежание полной карбонизации защитного слоя в пределах нормативного (проектного) срока службы назначать увеличенные защитные слои, как бы давая запасный припуск на неопределенность ситуации и невозможность точного управления ею. Экономически такой подход вполне оправдан, так как затраты на ремонт, связанные с коррозией арматуры и с ранним повреждением защитных слоев недостаточной толщины, значительно больше, чем полученная некогда в начале строительства экономия.

Изложенное следует рассматривать также как еще один аргумент в пользу повышения требований и обеспечения морозостойкости мостовых конструкций [10], эксплуатируемых в условиях увлажнения, особенно растворами хлористых солей — антиобледенителей. Последние не только вызывают интенсивную хлоридную коррозию стальной арматуры, но и усиливают морозное повреждение бетона.

### Библиографический список

1. Дельмон Б. Кинетика гетерогенных реакций. М.: 1972, 554 с.
2. Schiessl P. Corrosion of Steel in Concrete. L-NY, 1988, 102 p.
3. Kishitani K. Uber die Bestandigkeit von Stahlbeton unter dem Einfluss von  $CO_2$  Zement-Kalk-Gips. № 4, 1964.
4. Подвальный А.М., Осетинский Ю.В. Вероятностная модель поведения бетона при циклических воздействиях среды // Строительная механика и расчет сооружений 1982. — № 2. — с. 28–33.
5. ГОСТ 10060-95. Бетоны. Методы определения морозостойкости.
6. Standart Specification for Structural Concrete. American Concrete Institute Standart 301-96.
7. Analysis and Design of Reinforced Concrete Bridge Structures. Reported by ACI-ASCE Committee 343, ACI-343R-95.
8. СНиП 2.05.03-84\*. Мосты и трубы.
9. European Standard Concrete — Performance. Production and conformity. Draft pr EN 206-19. September 1998.
10. Указания по повышению морозостойкости транспортных сооружений. ВСН 150-93.

Р.К. ЮСУПОВ, канд. хим. наук (НИИЖБ)

## Пути развития механики разрушения бетона

Прогресс бетоноведения на современном этапе в значительной мере связан с развитием наших представлений в области механики разрушения бетона. Задача этого направления исследований состоит в формулировании наиболее общих критериев устойчивости бетона как при кратковременных, но предельно высоких механических воздействиях (прочность), так и при комплексном воздействии внутренних и внешних напряжений, а также окружающей среды — ее состава и температурных режимов в течение всего срока эксплуатации материала (долговечность).

До последнего времени механика разрушения бетона развивалась в традиционном русле, у истоков которого стояли Гриффитс, Ирвин, Каплан [1–3]. При этом задачи решались и продолжают решаться методами механики сплошной среды [4, 5]. Однако последовательное применение этих методов к бетону — материалу дискретному, существенно неоднородному в конечном счете неизбежно привело к противоречиям [6]. Попытки преодоления возникающих трудностей путем построения так называемой иерархической системы структуры бетона с выделением макро-, мезо- и микроуровней вряд ли можно считать успешными. Как хорошо известно, эта система отражает всего лишь внутреннюю конфигурацию зернистой среды бетона, предполагающую, что его базовая структура формируется крупным заполнителем, межзерновое пространство которого насыщено мелкой фракцией. В свою очередь, в межзерновом пространстве последней локализуется цементное тесто (камень). Однако последующее силовое навязывание в рамках иерархической системы признаков континуума неоднородным дискретным струк-

турам растворной части бетона и его цементной составляющей не представляется обоснованным и по существу является признанием того, что на пути применения методов механики сплошной среды к процессу разрушения бетона существуют весьма жесткие ограничения и запреты. Их суть сводится к тому, что математический аппарат непрерывных функций, используемый механикой сплошной среды, применим только к континууму — сплошной однородной среде, внутри которой имеет место непрерывное распределение ее основных характеристик — плотности, напряжений и т.д. [7, 8].

Изложенные доводы позволяют считать, что стоящие перед бетоноведением задачи вряд ли могут быть успешно решены на пути продолжения применения только лишь методов механики сплошной среды, затушевывания и, по сути, игнорирования принципиальных особенностей дискретной и неоднородной структуры бетона.

Представляется очевидным, что для анализа строительно-технических свойств бетонов следует применять методы механики зернистой среды, которые предполагают всемерное подчеркивание дискретности и неоднородности структуры материала [9]. В отношении к зернистым средам высокой степени раздробленности зерен (в рамках физико-химии дисперсных систем) было выдвинуто и обосновано положение о том, что прочность структур, формирующихся в этих средах, обуславливается не столько свойствами зерен (дисперсных частиц), сколько свойствами контактов между ними [10, 11].

Применение методов механики зернистой среды к бетонам уже привело к важным результатам, заставляющим совершенно иначе, нежели прежде, взглянуть на механику разрушения этого материала [12, 13]. Принципиально важным резуль-

татом первых исследований контактных взаимодействий в бетонах, открывающим новую страницу развития механики разрушения бетона, является то, что его прочность может рассматриваться как результат аддитивного сложения сил сцепления частиц клинкера в процессе гидратации его минералов. Это означает, что дефекты структуры бетона (трещины, другие неоднородности) если и присутствуют, не оказывают сколько-нибудь существенного влияния на прочность бетона. Иначе говоря, либо в устье трещины нет концентрации напряжений, что неизбежно диктуется механикой сплошной среды, либо трещины преимущественно локализованы в периферийных зонах, существенно не влияющих на прочность бетона. И, еще раз перефразируя, механику сплошной среды если и возможно применять к анализу процесса разрушения бетона, то крайне осторожно и с очень жесткими ограничениями.

Еще одним важным результатом применения механики зернистой среды к бетонам явилось обоснование принципиально нового механизма деструкции, который не предполагает участие трещин вообще, и происходит путем разрушения арочных структур, образованных зернами (дисперсными частицами) в среде бетона. Существенной особенностью этого механизма деструкции является то, что зона его действия может быть локализована в достаточно ограниченных объемах, содержащих не более 1000 зерен (дисперсных частиц) и имеющих линейный размер порядка 100 мкм. Накопление таких локальных зон деструкции, например, при попеременном замораживании и оттаивании бетона соответствует постепенной утрате им несущей способности и в конечном счете обуславливает его разрушение [12, 14].

Механика зернистой среды бетона только зарождается. Еще предстоит очень многое сделать. Одна из первоочередных задач состоит в формулировании понятия трещины и определения ее роли в зернистой среде. Оно должно принципиально отличаться от традиционного, принятого в механике сплошной среды взгляда на трещину, согласно которому она выступает в роли мощнейшего концентратора напряжений. В целом и на данном этапе, и в более отдаленные периоды развития механики зернистой среды бетона приоритеты должны находиться в сфере выявления принципиальных отличий в механическом поведении зернистых (дисперсных) капиллярно-пористых материалов и сплошных твердых тел.

Прогресс механики зернистой среды бетона нельзя представить без неразрывного связанного с ним развития экспериментальных исследований контактных взаимодействий зерен (дисперсных частиц). Эти взаимодействия выступают в качестве первопричины по отношению к строительно-техническим свойствам бетона как на стадии смеси, так и при его эксплуатации как конструкционного материала. Вместе с тем в исследованиях контактных взаимодействий решается

еще одна из важнейших задач современного бетоноведения, рассмотрение которой выходит за пределы данного изложения, а именно: развитие представлений о физико-химических механизмах структурообразования в процессах гидратационного твердения минеральных вяжущих веществ и бетонов на их основе. Таким образом, как исследования в области механики зернистой среды, так и изучение контактных взаимодействий в бетонах, вместе взятые, являются неизбежными этапами на пути прогресса бетоноведения в XXI веке.

### Библиографический список

1. Griffith A.A. The phenomena of rupture and flow in solids — *Phil. Trans. Roy.Soc., sec. A.*, 1921, 221. — p. 163–173.
2. Irvin G.R. Analysis of stresses near the end of crack traversing a plate. — *J.Appl. Mech.*, 1957, 24, № 3, — p.361–364.
3. Kaplan M.P. Crack propagation and the fracture of concrete. — *Journ. of ACI*, 1961, vol. 58, № 11. — p. 591.
4. Зайцев Ю.В. Моделирование деформаций и прочности бетона методами механики разрушения. М., Изд-во МГОУ, 1995. — с. 195.
5. Гузев Е.А., Пирадов К.А., Леонич С.Н. Механика разрушения бетона. Вопросы теории и практики. Брест, Изд. БПИ, 1999. — 187 с.
6. Fracture mechanics of concrete,

edited by F.H. Wittman. Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam, 1983. — VIII. — 680 p., edited by A. Carpenteri and A.R. Ingraffea. Martinus Nijhoff Publishers, The Hague, — 1984. — XII. — 202 p.; edited by G.C. Sih and A.D. Tommaso. Martinus Nijhoff Publishers, Dordrecht, — 1985. — XII. — 276 p.

7. Ландау Л.Д., Лифшиц Е.М. Теория упругости. М., "Наука", 1965, с. 204.
8. Разрушение; под ред. Г.Либовица, т.2, Математические основы теории разрушения, "Мир", 1975, 763 с.
9. Дересевич Г. Механика зернистой среды. Сб. "Проблемы механики". Под ред. Драдена Х. и Кармана Т.М., ИЛ, 1961, 3.
10. Шукин Е.Д. О некоторых задачах физико-химической теории прочности тонкодисперсных пористых тел — катализаторов и сорбентов. Кинетика и катализ, 6, 4, 1965, с. 641–650.
11. Шукин Е.Д., Юсупов Р.К., Амелина Е.А., Ребиндер П.А. Экспериментальное исследование сил сцепления в индивидуальных микроскопических контактах между кристалликами при поджиге и спекании. Коллоидн. ж., 31, 6, 1969, с. 913–918.
12. Юсупов Р.К. Проблемы физико-химического бетоноведения//Бетон и железобетон. — 2000. — № 2. — с.2–4.
13. Юсупов Р.К. О зависимости прочности бетона от водосодержания бетонной смеси//Бетон и железобетон. — 2000. — № 5. — с.8–11.
14. Бабак В.Г. Прочность пористых твердых тел. Диссертация на соискание ученой степени кандидата физико-математических наук. М., ИФХ АН СССР, 1974. — 121 с.

## Письмо в редакцию по поводу статьи М.Б.Краковского "Программа ОМ СНИП Железобетон для расчета железобетонных конструкций на ЭВМ"

(*"Б и ЖБ"*, 2001, № 2, с.9–12)

Автор статьи утверждает, в частности, что "действующие программы SCAD... в общем случае не позволяют получать достаточно надежные результаты". Эти утверждения основаны на рассмотрении двух примеров, где сопоставляются результаты, полученные по SCAD и по программе "ОМ СНИП Железобетон". Покажем, что указанные утверждения неточны.

1. При анализе примера 1 утверждается, что программа SCAD произвела подбор арматуры, суммарная площадь которой (72,4 см<sup>2</sup>) на 27%, меньше того результата, который получен по программе "ОМ СНИП Железобетон" (92 см<sup>2</sup>) и подтвержден расчетом "вручную". Автор пишет, что "при расчете нормальных сечений программа SCAD подбирает "размазанную" арматуру, хотя по СНИП это делать не разрешается" и "во избежание серьезных ошибок необходимо учитывать реальное расположение стержней". При этом сам господин Краковский не приводит расположение арматурных стержней, которое использовано им для получения, как ему кажется, "оптимального" ре-

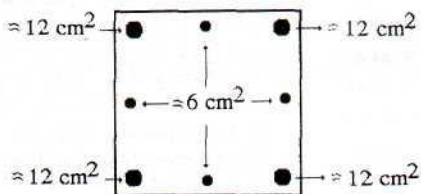
зультата, равного 92 см<sup>2</sup>. В связи с этим мы хотели бы сообщить следующее:

- нигде в документации к программе SCAD не утверждается, что производится подбор "размазанной" арматуры; сказано лишь, что в результате работы "выводится значение площади "размазанной" арматуры";

- при расчете SCAD оперирует с конкретными вариантами расстановки арматурных стержней и производит все проверки на основании их расположения, а вывод результата выводит в форме суммарной площади, что позволяет конструктору приспосабливаться к реальным условиям проектирования, хотя и не освобождает его от необходимости выполнять проверки принятого решения (такая проверка реализуется режимом экспертизы в программе АРБАТ, входящей в систему SCAD Office);

- в последних версиях программы SCAD приводится конкретное расположение арматурных стержней, с которым оперировала программа при подборе площади арматуры

В частности, для примера, который использует проф. Краковский, схема расположения арматурных стержней с суммарной площадью  $72,4 \text{ см}^2$  представлена на рисунке.



Легко проверить, что для нее выполнены все требования СНиП, что, кстати, опровергает утверждение об оптимальности результатов работы программы "ОМ СНиП Железобетон".

2. При выполнении расчетов примера 2 в SCAD используется п.3.31 Пособия к СНиП 2.03.01-84\*, согласно которому "раз-

решается не выполнять условие (57) (эквивалентное формуле (83) СНиП), если в формуле (52) учитывать такое уменьшение значение  $R_{bt}$ , при котором условие (57) превращается в равенство...". Если принять во внимание этот факт, оказывается, что SCAD и в этом случае выдал конкретные результаты.

3. Указанные выше доводы фигурировали в переписке с господином Краковским (которая имела место несколько месяцев назад), но это не помешало ему представить для опубликования свою статью, содержание которой наносит материальный ущерб разработчикам системы SCAD и ущерб их деловой репутации. Заметим при этом, что ни господин Краковский лично, ни фирма, которую он представляет (НПКТБ Оптимизация АО), не являются официальными пользователями программы SCAD. Это дает основания для предположения о том, что ими использованы "пиратская" копия программы, за качество которой мы не можем нести ответственности. Скорее всего они не имеют необходимой документации к программе, что также ведет к ряду недоразумений.

Директор SCAD Soft Маляренко А.А.

## Ответ на письмо А.А.Маляренко в журнал "Бетон и железобетон"

Ниже изложено мое мнение по поводу вопросов, рассмотренных в письме.

1. Анализ примера 1 еще раз подтверждает тезис статьи о том, что "во избежание серьезных ошибок необходимо учитывать реальное расположение стержней". При указанном в письме армировании требования СНиП к прочности элемента действительно выполняются. Однако, если расположить вдоль каждой стороны бетонного сечения по 3 стержня с площадью сечения  $9 \text{ см}^2$  каждый (что наиболее целесообразно при конструировании), то требования выполнены не будут. При этом разность между действующим и воспринимаемым моментом тем больше, чем "более размазанной" будет арматура. При 5 одинаковых арматурных стержнях вдоль каждой стороны (схема, имитирующая рассматриваемую SCAD "размазанную" арматуру) общая требуемая площадь сечения арматуры составляет  $92 \text{ см}^2$  вместо площади  $72,4 \text{ см}^2$ , полученной по SCAD.

Таким образом возникнет вопрос, как при рекомендуемой SCAD площади сечения "размазанной" арматуры расставить стержни так, чтобы обеспечить требуемую несущую способность. Ни в программе SCAD, ни в документации к ней ответа на этот вопрос нет. Автор письма предлагает осуществлять проверку "режимом экспертизы" по программе АРБАТ. Тем самым он признает, что результаты расчетов по SCAD нельзя считать окончательными, т.е. они недостаточно надежны и нуждаются в дополнительной проверке. Точно то же самое написано в выводах статьи. Разница состоит в методиках проверки. В письме предлагается получить по программе SCAD "размазанную" арматуру, расставить стержни, проверить полученное армирование по программе АРБАТ, при отрицательном результате принять другую схему армирования, вновь провести проверку и т.д. Такая процедура трудоемка, неудобна и нигде не регламентирована. Программа "ОМ СНиП Железобетон" позволяет сразу одним расчетом получить необходимую площадь сечения арматуры при заданной расстановке стержней.

Справедливость утверждения, что программа SCAD (версий 7.27 и ниже, существовавших во время подготовки статьи) подбирает дискретную арматуру, а результат дает в виде "размазанной" арматуры вызывает сомнения в силу следующих обстоятельств:

а) ни в самой программе, ни в документации к ней не упоминается дискретная арматура;

б) если программа SCAD рассматривает конкретные варианты расстановки арматурных стержней, то пользователь должен иметь перечень этих вариантов, а его нет;

в) при проверке заданного армирования программа SCAD использует вводимую в исходных данных "размазанную" арматуру, хотя проще, естественнее и точнее задавать реально существующее дискретное расположение стержней;

г) в одном из писем разработчиков прямо указано, что подбор "размазанной" арматуры (цитирую) "более точен алгоритмически", и поэтому SCAD рассматривает только равномерно распределенную по контуру сечения ("размазанную") арматуру, а "точное положение стержней в сечении" не учитывается.

2. В статье при анализе примера 2 показано, что программа SCAD подобрала хомуты у опоры более чем с 4-кратным запасом, а в пролете требования СНиП не выполнены — интенсивность хомутов здесь равна нулю. В письме отсутствуют данные, позволяющие проверить полученное решение длины проекций наиболее опасного наклонного сечения и наиболее опасной наклонной трещины, соответствующие рекомендуемому армированию. Ссылка на условия применения формулы (57) Пособия ничего не объясняет: при полученной по SCAD интенсивности хомутов, равной нулю, и формула (57), и условия ее применения теряют смысл. Упомянутая ссылка неправомерна еще и потому, что SCAD предлагает принять переменную интенсивность хомутов по длине элемента, а в Пособии рассмотрен только случай постоянной интенсивности.

3. Я не пользуюсь "пиратской" версией программы SCAD. Расчеты, результаты которых приведены в статье, выполнены в проектных организациях — официальных пользователях SCAD, а также самими разработчиками SCAD. Считаю, что страницы журнала "Бетон и железобетон" — не место рассмотрения вопросов "пиратских версий", "материального ущерба", нанесенного разработчикам программ, и "ущерба их деловой репутации". Предметом обсуждения в научно-техническом журнале должны быть только научно-технические проблемы, и одна из них, в частности, исследована в статье: насколько результаты расчетов по SCAD соответствуют нормам проектирования. Такая проблема представляется достаточно важной: ведь каждое отступление от норм в проекте может привести к весьма тяжелым последствиям.

М.Б.Краковский, д-р техн. наук, проф.