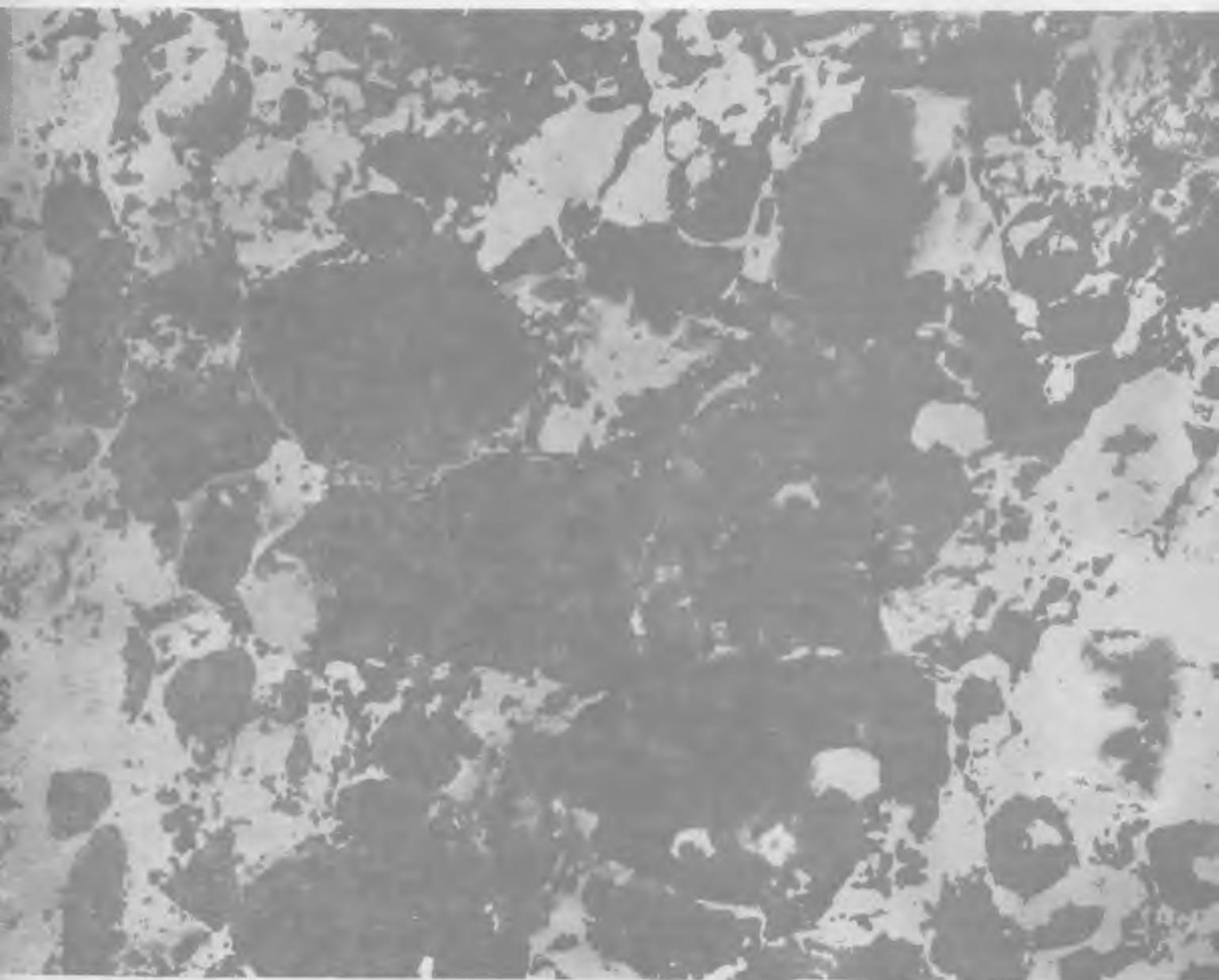


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

4

2000





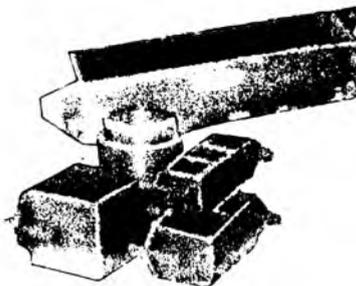
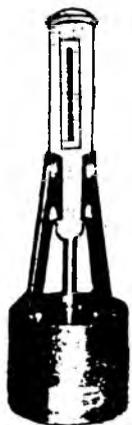
Контроль

ИНЖЕНЕРНО - ТЕХНИЧЕСКИЙ ЦЕНТР средств контроля качества строительных работ



*Формирует план на второе полугодие 2000 года
и принимает предварительные заказы на*

ИЗГОТОВЛЕНИЕ И ПОСТАВКУ
широкой номенклатуры средств контроля качества
вяжущих, заполнителей, бетонной смеси, бетона и
обследования железобетонных конструкций.



ИТЦ «КОНТРОС» является ИЗГОТОВИТЕЛЕМ
более 30-ти типов изделий, среди которых:

- формы для изготовления контрольных образцов
- средства неразрушающего контроля прочности бетона
- устройства экспрессной оценки активности цемента
- установки и устройства для оценки водонепроницаемости бетона
- камеры универсальные пропарочные



**ДЛЯ ЭФФЕКТИВНОГО КОНТРОЛЯ И УПРАВЛЕНИЯ КАЧЕСТВОМ
выпускаемой продукции**



Лабораториям товарного бетона и сборного железобетона
универсальный пакет программ



КОНТАКТНЫЕ ТЕЛЕФОНЫ: ☎ (095) 994-16-03, тел/факс: 179-85-17, 972-43-57

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

4 (505)

Август 2000

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

СОДЕРЖАНИЕ

БЕТОНЫ

- УШЕРОВ-МАРШАК А.В., ГИЛЬ Ю.Б., СИНЯКИН А.Г.* "Термобет-М" —
информационная технология монолитного бетона 2
- ОЛЬГИНСКИЙ А.Г., ЧЕРНЯВСКИЙ В.Л.* Влияние среды на адаптацию
зоны контакта заполнителей с цементным камнем в бетоне 5
- ЖОРДАНИЯ Т.Г., ЛОЛАДЗЕ В.В.* Прочностные и деформативные
свойства серных бетонов на пористых заполнителях 8
- ХОДЖАЕВ С.А.* Особенности формирования структуры и технологии
водонепроницаемых бетонов 10

АРМАТУРА

- ПОЛОЖНОВ В.И., ТРИФОНОВ В.И., ВОЛОСАЧ Н.И.* Влияние
контактного электронагрева на механические свойства
мягкой арматуры 13

ЗАВОДСКОЕ ПРОИЗВОДСТВО

- ГРАНИК В.Г., СЫТНИК В.А., ЩУКИН В.С.* Изготовление
многopустотных панелей перекрытий в формах с внутренними
несмещаемыми упорами 15

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

- БАЙРАМУКОВ С.Х.* Влияние ползучести бетона на образование
и раскрытие трещин конструкций со смешанным армированием 18
- БАКИРОВ Р.О.* Расчет прочности заглубленного в грунт
железобетонного кольца на действие волны сжатия 21

В ПОМОЩЬ СТРОИТЕЛЬНЫМ ЛАБОРАТОРИЯМ

- САГАЙДАК А.И.* Использование метода акустической эмиссии
для контроля прочности бетона 24

ТЕОРИЯ

- ПИРАДОВ К.А.* Расчет железобетонных элементов по наклонным
сечениям методами механики разрушения 26
- КРЫЛОВ С.Б.* Метод гладко сопряженных элементов в расчете
строительных конструкций 28



Москва
Издательство
"Ладья"

Журнал зарегистрирован в Министерстве печати и информации РФ. Рег. № 01080
Издательская лицензия № 065354 от 14.08.97

Вологодская областная универсальная научная библиотека
© Издательство "Ладья", журнал "Бетон и железобетон", 2000
www.booksite.ru

А.В.УШЕРОВ-МАРШАК, д-р техн. наук, Ю.Б.ГИЛЬ, А.Г.СИНЯКИН, кандидаты техн. наук (Харьковский государственный технический университет строительства и архитектуры)

"Термобет-М" — информационная технология монолитного бетона

Развитие технологии бетона и железобетона сопряжено с реализацией концептуальных информационных подходов к решению задач бетоноведения. Получение, накопление и применение целесообразной информации в виде технологических данных и знаний определяют использование современных методов исследований и испытаний с высокой информационной емкостью их результатов.

Ранее [1] в этом плане мы обсуждали широкие возможности термокинетического анализа (ТКА) количественно оценивать показатели скорости и полноты гидратации цементов, прогнозировать экзотермию, моделировать закономерности изменения тепловыделения и нарастания прочности бетона с целью ресурсосбережения. Принципиально новой и отличительной особенностью информационной технологии (ИТ) бетона "Термобет" было наполнение ее базы знаний (БЗ) информацией о неизотермическом тепловыделении для компьютерного интерактивного выбора эффективных режимов ТВО.

Известно, что в технологии ЖБИ величина экзотермии входит положительной статьей в энергетический баланс твердения, а для монолитного бетона тепловыделение может играть негативную роль, вызывая нежелательные напряжения и деформации. Задача оценки, учета экзотермии и снижения ее влияния имеет продолжительную историю и более или менее успешно решалась для бетона гидротехнического [2] и специального назначения [3].

Устранить или ограничить негативное влияние экзотермии на термонапряженное состояние бетона потребовалось при освоении технологии вентилируемых бетонных контейнеров (ВБК) для сухого хранения отработанных тепловыделяющих элементов реакторов Запорожской АЭС. ВБК - достаточно массивное цилиндрическое изделие с внутренней стальной обечайкой. Объем бетона до 40 м³, высота - 6 м, наружный диаметр - 3,4 м

и толщина стенки - 0,7 м. Высокая степень ответственности изделия предопределяет развитие благоприятного термонапряженного состояния и обеспечение трещиностойкости за счет снижения интенсивности тепловыделения на ранних стадиях твердения. Экзотермия в 7 сут не должна превышать 70 кал/г.

В этом случае предстояло модифицировать содержательную часть ИТ. Банк данных (БД) помимо требований нормативно-технологического характера дополнен критериями оптимизации - параметрами тепловыделения бетона, температурных полей и градиентов, а также продолжительностью нахождения изделия в опалубке.

Традиционно, расчет, а тем более прогноз температурных полей, представляет значительные методологические трудности в плане корректного определения показателей интенсивности и полноты тепловыделения в термосных или адиабатических калориметрах, адекватных значениям экзотермии в изделиях и конструкциях [4]. Решение задачи теплообмена осложняется изменчивостью теплофизических коэффициентов теплоемкости - c и теплопроводности - λ , используемых в уравнении теплопроводности с внутренним источником теплоты. В общем виде оно записывается:

$$\rho c \frac{\partial T}{\partial t} = \text{div}(\lambda \text{grad} T) + \Pi - q, \quad (1)$$

где ρ - плотность бетона; T - температура бетона; Π - расход цемента на 1 м³ бетона; q - мощность внутренних источников тепла.

В выражении (1), по И.Б. Заседателю [3], допускается постоянство значений c и λ . Вместе с тем, всегда очевидна их зависимость от параметров степени и скорости гидратации цемента.

В (1) особое значение имеет слагаемое $\rho_s c_s$, характеризующее интенсивность процессов твердения в нестационарных условиях. Наибольшие возможности корректного определения значений скорости тепловыделения, степени гидратации цемента реализуются с помощью ТКА. При его проведении регистрируются с высокой точностью термокинетические зависимости $dQ/d\tau=f(\tau)$ и $Q=f(\tau)$, вычисляются показатели степени гидратации цемента в изотермических условиях. В терминах гетерогенной кинетики степень гидратации принято выражать в условных единицах - α . Можно полагать, что скорость изменения α пропорциональна относительному объемному содержанию негидратировавшего цемента $(1-\alpha)$. Тогда

$$\frac{d\alpha}{d\tau} = a(1-\alpha), \quad (2)$$

где a - коэффициент пропорциональности, характеризующий влияние температуры на скорость изменения α . При линейной зависимости от температуры коэффициент a определяется по формуле

$$a = a_0 + a_1(T - T^0), \quad (3)$$

где a_0 и a_1 - коэффициенты, определяемые по данным калориметрии в изотермических условиях при двух разных температурах (a_0 - безразмерный коэффициент, a_1 - имеет размерность $1/^\circ\text{C}$); T^0 - температура, при которой определялся коэффициент a_0 , $^\circ\text{C}$.

Для наполнения БЗ "Термобет-М" значения тепловыделения цемента - Q_{28} , степени - α_{28} и скорости - da/dt гидратации, определяемые с помощью ТКА, используются при решении уравнения теплопроводности.

Применительно к рассматриваемой задаче для расчета температурных полей в бетонном изделии цилиндрического типа - ВБК, в соответствии со схемой (рис.1), уравнение теплопроводности с внутренним источником теплоты записывается в виде:

$$\rho_s c_s \frac{\partial T}{\partial \tau} = \lambda \left(\frac{\partial^2 T}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial T}{\partial r} \right) + \rho_s \frac{Q_{28}}{\alpha_{28}} \cdot \frac{d\alpha}{d\tau}. \quad (4)$$

Изменение температуры воздуха внутри изделия описывается уравнением

$$\rho_s c_s \frac{dT_s}{d\tau} = \alpha_1 \frac{2}{r_1} (T(\tau, r_1) - T_s) - \frac{\lambda_1}{hN} (T_s - T_0). \quad (5)$$

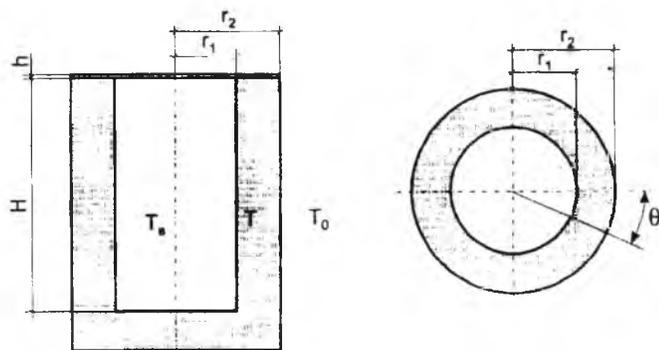


Рис. 1. К расчету температурных полей в изделии цилиндрического типа

Здесь ρ_s - плотность воздуха; c_s - удельная теплоемкость воздуха; α_1 - коэффициент теплоотдачи; λ_1 - коэффициент теплопроводности стальной обечайки; T_s - температура воздуха внутри изделия; T_0 - начальная температура воздуха; r_1 - внутренний радиус изделия; h - толщина крышки; N - высота стенки.

Принимаются граничные условия 3-го рода, описывающие теплообмен бетона с окружающей воздушной средой:

$$\begin{aligned} -\lambda \frac{\partial T}{\partial r} \Big|_{r=r_2} &= \alpha_2 (T(\tau, r_2) - T_0), \\ \lambda \frac{\partial T}{\partial r} \Big|_{r=r_1} &= \alpha_1 (T(\tau, r_1) - T_s(\tau)). \end{aligned} \quad (6)$$

Таким образом, предложенная методика определения значений Q , a и α обеспечивает корректность получения технологически целесообразной информации.

Прогноз изменений температурных полей и напряжений в теле ВБК необходим для наполнения БЗ. Поэтому с помощью приведенной выше системы уравнений в пакете "Mathematica 3.0" выполнен расчет температурных полей для бетонов контрольного состава, с комплексной добавкой "Полихид+Реобилд" при начальной температуре 25°C [5,6]. Добавки, как видно из рис.2,а, способствуют снижению максимумов температур в бетоне с 72 до 63°C и градиентов по толщине стенки - с 27 до 22°C .

При отмеченном характере распределения температуры наибольшую опасность представляют тангенциальные σ_θ и осевые σ_z напряжения растяжения на наружной поверхности цилиндра. При превышении значения расчетного сопротивления бетона осевому растяжению они могут обусловить появление продольных и кольцевых трещин.

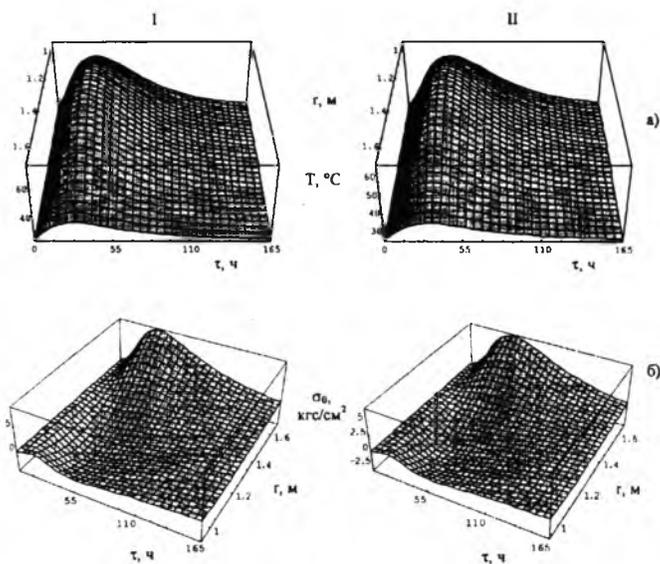


Рис. 2. Прогноз изменения температуры (а) и тангенциальных напряжений (б) в стенке контейнера
I — бетон контрольный; II — с комплексом "Полихид+Реобилд"

С.П. Тимошенко [7] предложил для определения тангенциальной и осевой составляющих температурных напряжений в пустотелом железобетонном цилиндре зависимости:

$$\sigma_{\theta} = \frac{\alpha E}{1-\nu} \cdot \frac{1}{r^2} \left(\frac{r^2 + r_1^2}{r_2^2 - r_1^2} \int_{r_1}^{r_2} (T(x) - T_0^*(x)) x dx + \int_{r_1}^r (T(x) - T_0^*(x)) x dx - (T - T_0^*) r^2 \right) \quad (7)$$

$$\sigma_z = \frac{\alpha E}{1-\nu} \left(\frac{2}{r_2^2 - r_1^2} \int_{r_1}^{r_2} (T(x) - T_0^*(x)) x dx - (T - T_0^*) \right) \quad (8)$$

где α - коэффициент линейного температурного расширения; E - модуль мгновенно упругой деформации бетона; ν - коэффициент Пуассона; r_1 и r_2 - внутренний и наружный радиусы цилиндра; $T(x)$ - функция изменения температуры по толщине стенки цилиндра; $T_0^*(x)$ - температурная кривая нулевых напряжений; r - расстояние от оси цилиндра до заданной точки; T - температура в точке с координатой (r, θ, z) ; T_0^* - температура в точке (r, θ, z) на температурной кривой нулевых напряжений.

Результаты расчета температурных напряжений (рис.2,б) свидетельствуют о снижении их максимальных значений с 8,5 до 6,6 кгс/см² на наружной поверхности изделия за счет действия комплекса "Полихид+Реобилд". Вследствие

замедления начальной гидратации цемента с добавками сдвигается момент достижения максимальных значений σ_{θ} и σ_z - с 42 до 47 ч. Расчетное сопротивление бетона осевому растяжению на наружной поверхности изделия составляет это время 11 кгс/см². Таким образом, температурные напряжения в данном случае не образуют дефекты в виде трещин.

Эти соображения послужили предпосылкой использования калориметрической информации для

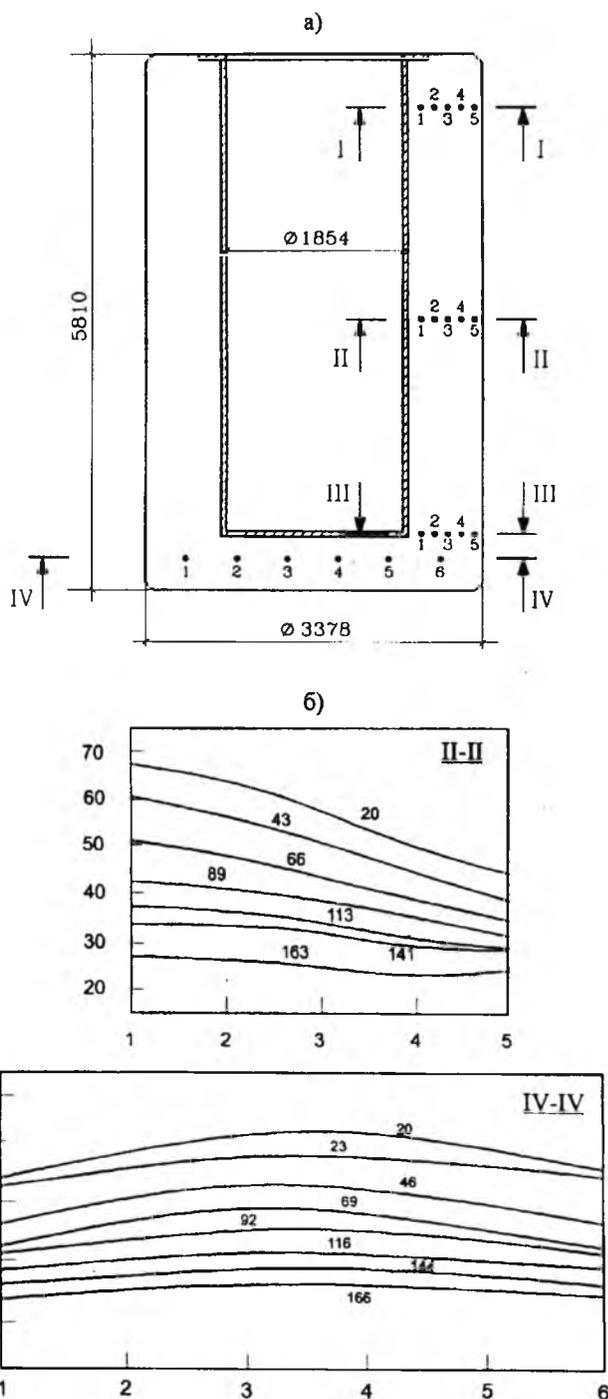


Рис. 3. Характер температурных изменений в бетоне
а — схема датчиков; б — температурные поля, 20...166 — время, ч

обеспечения проектно-технологических требований и наполнения БД ИТ. Проведен с помощью ТКА выбор низкотермичных цементов и химических добавок, которые помимо обеспечения свойств бетонной смеси, снижают тепловыделение на ранних стадиях твердения и температурные напряжения в бетоне. Обосновано, таким образом, использование ряда низко- и среднеалюминатных цементов с содержанием клинкерных минералов в пределах: C_3S - 55...62%, C_2S -14,5...23,5%, C_3A - 6,3...8,8%, C_4AF - 3,5...15%, а в качестве водоредуцирующих и воздухововлекающих добавок - суперпластификатора "С-3", воздухововлекающей добавки "Майкро-эар" и комплексного пластификатора "Полихид 997+Реобилд 1000" производства США. Подбор составов бетона осуществлен с использованием информационно-справочной системы (ИСС), включающей информацию о свойствах компонентов.

Выполненные в рамках ИТ методические разработки по выбору цементов и добавок, прогноза температурных полей и напряжений позволили обеспечить достаточно плавное изменение температуры в процессе твердения изделия в опалубке (рис. 3). Видно, что наибольшая температура 68°C зафиксирована через 20 ч в сечении II-II. Величина температурного градиента составила 24°C. Температура у внутренней поверхности стенки больше, чем на наружной,

вследствие накопления тепла в полости, заполненной воздухом. После распалубки изделия через 7 сут производился визуальный осмотр, при котором дефектов структуры в виде трещин на поверхности бетона не обнаружено.

Опыт освоения ВБК на Запорожской АЭС убедительно свидетельствует о перспективах применения ИТ "Термобет-М" для решения широкого круга задач технологии монолитного бетона.

Библиографический список

1. Ушеров-Маршак А.В., Синякин А.Г. Информационная технология бетона ускоренного твердения//Бетон и железобетон. — 1994. — № 6. — С.2–4.
2. Плят Ш.Н. Расчеты температурных полей бетонных гидросооружений. — М.: Энергия, 1974. — 406 с.
3. Заседателев И.Б., Петров-Денисов В.Г. Тепло- и массоперенос в бетоне специальных промышленных сооружений. — М.: Стройиздат, 1973. — 168 с.
4. Запорожец И.Д., Огороков С.Д., Парийский А.А. Тепловыделение бетона. — Л.-М.: Стройиздат, 1966. — 314 с.
5. Гиль Ю.Б., Доля П.Г., Синякин А.Г., Ушеров-Маршак А.В. Расчет и моделирование температурных полей при твердении бетона в цилиндрических контейнерах//Материалы к 38-му междунаучному семинару по моделированию и оптимизации композитов "Оптимизация в материаловедении". — Одесса: АстроПринт. — 1999. — С.22–23.
6. Дьяконов В.П. Системы символьной математики Mathematica 2 и Mathematica 3. — М.: СК Пресс, 1998. — 328 с.
7. Тимошенко С.П., Гудьер Дж. Теория упругости/Пер. с англ. М.И.Рейтмана/Под ред. Г.С.Шапиро. — 2-е изд. — М.:Наука, 1979. — 560 с.

А.Г.ОЛЬГИНСКИЙ, д-р техн. наук, проф. (Харьковский гуманитарный институт "Народная Украинская Академия"), В.Л.ЧЕРНЯВСКИЙ, д-р техн. наук, проф. (Харьковский государственный технический университет строительства и архитектуры)

Влияние среды на адаптацию зоны контакта заполнителей с цементным камнем в бетоне

Цементный бетон в эксплуатационной среде характеризуется высокой изменчивостью своей структуры и свойств, среди которых адаптируемость занимает далеко не последнее место [1]. Необходимыми условиями адаптируемости цементного бетона как структурно-изменяющейся системы следует считать, во-первых, присутствие в нем материальных ресурсов (цементных реликтов и гидратов, пор) и во-вторых - наличие механизмов их использования (поздние

стадии гидратации, ранние стадии коррозии). Мощность источников адаптации определяет возможность и степень конструктивной перестройки бетона в эксплуатационный период за счет соотношения созидательных и разрушительных актов.

Бесспорным подтверждением существования адаптационной эволюции цементного камня в бетоне служит факт образования в его структуре под действием эксплуатационной среды "модифицированных гидратов" [1],

характеризующихся предпочтительной (по сравнению с традиционными гидратами) устойчивостью в среде, аналогичной среде их образования. Что касается заполнителей бетона, то их адаптационные возможности не были предметом внимания исследователей, квалифицирующихся в сфере бетоноведения, хотя известны гипергенетические преобразования минералов и горных пород при воздействии окружающей среды.

Реакционная способность ком-

Минералы заполнителей ¹	Гидратные образования ² в зоне контакта	Продукты взаимодействия заполнителей с внешней средой
(K,Na)AlSi ₃ O ₈ — полевые шпаты, (Ca,Na)(Al,Si)AlSi ₂ O ₈ — — плагноклазы, SiO ₂ — кварц, (Ca,Na,Mg,Fe,Al) ₂ Si ₂ O ₆ — — пироксены, (Ca _y ,Na _z (Mg,Fe) ₃₋₇ ·(Fe _x Al _y)[Si ₄ O ₁₁] ₂ [OH,F] ₂ — — амфиболы, где x=0...1, y=0...2, z=0...3 K(Mg,Fe) ₃ [AlSi ₃ O ₁₀](OH,F) ₂ — — слюды, Ca ₂ (Mg,Al)Si ₁₋₂ AlO ₇ — — мелилиты, Ca ₃ Si ₃ O ₉ — — псевдоволластонит, железо-магнезиальные стекла	2CaO·Al ₂ O ₃ ·SiO ₂ ·nH ₂ O — — гидрогеленит, 3CaO·Al ₂ O ₃ ·SiO ₂ ·4H ₂ O — — гидрогранат, 3CaO·Al ₂ O ₃ ·CaSiO ₃ ·12H ₂ O, 3CaO·Al ₂ O ₃ ·3CaSiO ₃ ·32H ₂ O, 3CaO·Al ₂ O ₃ ·3Ca(OH) ₂ ·30H ₂ O, 3CaO·Al ₂ O ₃ ·2SiO ₂ ·10H ₂ O, 3CaO·Al ₂ O ₃ ·nCaSiO ₃ ·nH ₂ O, [Ca,Na ₂ K ₂] ₈ S ₁₆ O ₄₀ ·11H ₂ O — — родезит, [Ca,Na ₂ K ₂] ₁₆ S ₃₂ O ₈₀ ·24H ₂ O — — мантанит, 9CaO·4SiO ₂ ·Al ₂ O ₃ ·7SO ₃ ·80H ₂ O, 3CaO·Al ₂ O ₃ ·xCaSiO ₃ · (3-x)CaSO ₄ ·31H ₂ O, 3CaO·(Fe,Al) ₂ O ₃ ·3CaSO ₄ ·32H ₂ O· ·4NaOH, 3CaO·18Al ₂ O ₃ ·2Fe·(SiO ₃) _{1,7-2,1} · (SO ₄) _{0,3-1} ·(CO ₃) _{0,2-0,5} ·(OH) ₁₂ — — вудфордит.	Растворимые хлориды, сульфаты, нитраты, нитриты K, Na, Ca, Mg, Al, Fe; карбонаты K, Na; K ₂ SiO ₃ , Na ₂ SiO ₃ Ограниченно растворимые Карбонаты Ca, Mg, Fe; Al(OH) ₃ ; H ₂ SiO ₃ , H ₄ SiO ₄ , H ₆ Si ₂ O ₇ , Нерастворимые mAl ₂ O ₃ ·nSiO ₂ ·pH ₂ O — — аллофан (p>m>n), Al ₂ O ₃ ·2SiO ₂ ·2H ₂ O — каолинит, Al ₂ O ₃ ·2SiO ₂ ·4H ₂ O — галлузит, Mg(OH) ₂ — брусит, FeO ₂ H — лепидокрокит, HFeO ₂ — гетит, CaF ₂ — флюорит, K ₁ (Fe ³⁺ , Fe ²⁺ , Mg, Al) ₂₋₃ [Si ₂₋₄ (Al)O ₁₀][OH] ₂ · ·nH ₂ O — гидрослюды, (Mg,Fe) _{6-p} (Al,Fe) _{2p} ·Si _{4-p} ·O ₁₀ [OH] ₈ — — хлориты (p=0,75...2,0), (Ca,Na,K) ₃ [Al ₃ Si ₅ O ₁₆]·6H ₂ O — филлипсит, Ca[Al ₂ Si ₄ O ₁₂]·3,5...4H ₂ O — ломонтит, (Ca, Na ₂ , K ₂)·[Al ₂ Si ₇ O ₁₈]·7H ₂ O — стильбит, (Ca, Na ₂)·[Al ₂ Si ₇ O ₁₈]·6H ₂ O — гейландит, (Na, Ca ₂)·[Al ₅ Si ₅ O ₂₀]·6H ₂ O — томсонит, (Na ₂ , K ₂ , Ca)·[Al ₂ Si ₁₀ O ₂₄]·7H ₂ O — морденит.

Примечания. ¹ Приведены главные (по валовому содержанию) минералы в заполнителях. ² Стехиометрический состав и минеральная принадлежность приводятся согласно интерпретации авторов первоисточника.

понентов бетона создает возможность химических (хемосорбционных) реакций между цементным камнем и некоторыми минералами заполнителей. Обязательным условием прохождения химического взаимодействия является участие в нем жидкой фазы в виде водного раствора, содержащего, кроме типичных для системы "цемент-вода" поверхности кварцевых зерен с гидратами граничащего цементного камня в результате взаимодействия силикатных минералов и, прежде всего, кварца под действием щелочной жидкой фазы, образующейся при вторичной гидратации клинкерных реликтов вяжущего.

Подобного рода изменения зоны контакта цементных гидратов с кварцевым заполнителем являются непрямым следствием вторичной гидратации клинкерных реликтов при воздействии внешней среды. Сопровождается это снижением основности гидратов зоны контакта за счет

их насыщения ионами кремния из зерен кварца или других силикатных минералов заполнителя. При воздействии на цементный бетон кислых сульфатсодержащих сред, характерных для предприятий черной металлургии [4] или кислых сред биохимического и микробиологического происхождения [5] наблюдается двоякое распределение гидроксидов железа: либо в виде пятен в зоне контакта по трещинам или плоскостям спайности темноцветных железосодержащих минералов заполнителя, либо в виде буроокрашенных зон вдоль поверхности бетона или вблизи трещин. Полагаясь на экспериментальные наблюдения ряда исследователей, можно заключить, что в первом случае происходят интенсивные процессы окисления с накоплением коллоидного геля Fe₂O₃·nH₂O, который не выносится за пределы источника поступления Fe²⁺. Тогда как зональное распределение гидроксидов в цементном камне [4] указывает на ме-

нее интенсивное окисление, например, при колебании уровня грунтовых вод, когда высвобождающийся в незначительных количествах Fe²⁺, обладая некоторой подвижностью, с раствором выносится в виде Fe³⁺ и осаждается в виде осадка FeO₂H. При подобных воздействиях вокруг зерен калийно-натрово-кальциевых алюмосиликатов типа полевых шпатов или плагноклазов образуются окаймления из вторичных глинистых и слюдисто-глинистых минералов.

Вторичные глинистые минералы часто заполняют трещины по плоскостям спайности или первичные трещины, проходящие по границам раздела между заполнителем и гидратами в зоне контакта. В поверхностных участках бетона строительных конструкций четко выделяются в разной степени окрашенные зоны, представленные гелем кремниевых кислот и гидроксидов железа за счет выноса ионов кремния, железа и магния из кварца и темноцветных

алюмосиликатов заполнителя [4]. В результате происходит расширение и уплотнение зоны контакта, идентифицированное как проявление адаптационного механизма. При воздействии внешней среды после завершения процессов вторичной гидратации ионов $[CaO (Ca^{2+}, CaOH^+); SiO_2 (SiO_3^{2-}, HSiO_3^-, Si_2O_5^{2-}); Al_2O_3 (Al(OH)_4^-); Fe_2O_3 (Fe(OH)_4^-); Na^+; K^+]$, "нетипичных" ионов, источником которых являются химические добавки, вводимые в бетонную смесь, а также внешняя среда, содержащая сульфаты, карбонаты (бикарбонаты), хлориды, нитраты, фториды и др.

Взаимодействие с внешней, прежде всего щелочной средой собственно минералов заполнителей является сложным противоречивым процессом [2] и, как правило, не приводит к их конструктивным перестройкам. Однако, в зоне контакта заполнителей с цементным камнем такие перестройки возможны, т.к. последний имеет в своей структуре необходимые для этого резервы в виде реликтовых клинкерных минералов и первичных гидратов. В таблице, отражающей доступные публикации за последние семьдесят лет, приведен перечень возможных алюмокремнекислородных кальциевых гидратов, причастных к адаптации зоны контакта и бетона в целом.

Характерным для механизма упрочнения зоны контакта является то, что наиболее активные и подвижные катионы калия, натрия, кальция минералов заполнителя могут связывать анионы углерода, серы, азота, хлора и фтора, поступающие из внешней среды. В результате этого образуются растворимые соединения, которые удаляются из мест их образования. Карбонаты Ca, Mg, Fe целесообразно отнести к ограниченно растворимым образованиям условно, т.к. хотя все они являются нерастворимыми в нейтральных водах, с изменением катионно-анионного состава водных растворов их растворимость изменяется. Так, например, растворимость $CaCO_3$ возрастает при повышении содержания CO_2 в растворах. Так же $MgCO_3$ повышает растворимость в щелочных растворах особенно при некотором увеличении температуры. По данным Ф.В. Чухрова, гиббсит нерастворим

только в интервале $pH=4...7,5$. При $pH<4$ он образует истинные растворы; начиная с $pH>7,5...9$ легко растворяется, подвергаясь выносу. А гель кремнезема является практически нерастворимым при $pH<4,5$, а при значениях $pH>5$ его растворимость возрастает, достигая максимальных значений при $pH>10$. В результате удаления растворимых и ограниченно растворимых (частично) соединений от зоны контакта последняя уплотняется за счет обогащения трудно растворимыми в воде минеральными формами типа листовых силикатов, подобными по кристаллохимическому мотиву минералам группы окенита - тоберморита, а также каркасными силикатами (цеолитами) и фторидом кальция (флюоритом).

Остановимся на нескольких характерных примерах из области бетоноведения. Так [3], при транспортировании через бетонные трубы хлоридно-сульфатных вод с повышенным содержанием ионов кальция и магния, по концентрации являющихся, согласно нормативным документам, сильно агрессивными по отношению к бетону на обычном портландцементе, не происходит существенного ухудшения его физико-технических свойств. Аналитически зафиксировано уплотнение структуры бетона за счет дополнительного образования в цементном камне гелеобразных гидратов в результате вторичной гидратации клинкерных реликтов и зарастание пустотно-порового пространства вторичными образованиями в виде карбонатов кальция, гипса и реже этtringита. В частности, уплотняется и зона контакта цементных гидратов с заполнителем. При этом происходит "слияние" тации возрастает микротвердость гидратов зоны контакта и в целом прочностные характеристики бетона.

Адаптационные возможности цементного бетона проявляются не только в эксплуатационный период (при действии активной внешней среды), а могут искусственно инициироваться на стадии его получения, например методом предварительной физико-химической активации заполнителя [6] слабыми растворами электролитов. Последние гото-

вятся на основе кислот, щелочей, солей слабого основания и сильной кислоты, солей сильного основания и слабой кислоты, а также возможных смесей перечисленных компонентов и характеризуются значениями pH от 1 до 14. По сути такая обработка является направленным введением химических добавок крайне малой концентрации непосредственно в зону контакта.

Уже на этом начальном этапе структурообразования бетона действие таких добавок можно рассматривать аналогичным воздействию внешней среды. И составляющие компоненты зоны контакта чутко реагируют на подобные воздействия, активно к ним приспосабливаясь. Несомненно, что определяющая роль в этих процессах принадлежит поверхностным минеральным комплексам (ПМК), представленным, как правило, пылевато-глинистыми минералами, которые практически всегда присутствуют на поверхности минералов заполнителя, образуясь в результате получения заполнителя или в процессе выветривания. При получении бетонов традиционными способами ПМК препятствуют адгезии цементно-водной суспензии к поверхности заполнителя, способствуя разрыхлению и ослаблению зоны контакта. Однако при предварительной обработке заполнителя слабыми растворами электролитов именно ПМК определяют сложные процессы модификации поверхности заполнителей, регулируя при этом происходящие там процессы адсорбции, хемосорбции, катионного обмена, изменения электроповерхностных свойств, катализа и др. [7]. Именно такие процессы обеспечивают физико-химическое контактообразование.

Движущей силой этих процессов являются, по данным Н.М. Страхова, как и в природных процессах литогенеза, не изменения термодинамических условий существования системы, а ее внутренняя энергия. Такими "внутренними противоречиями" зоны контакта являются процессы хемосорбции, вторичной гидратации клинкерных реликтов и "гипергенного метасоматического замещения" глинистых минералов ПМК коллоидными гидроксидами железа и

магния. При более интенсивных воздействиях внешней среды они, по-видимому, способны замещать, как и в природных экосистемах "обломки" силикатных, алюмосиликатных минералов и даже кварца. Нами не исключается адаптационное преобразование глинистых минералов зоны контакта и по пути перехода их в более устойчивые минералы типа хлоритов и разнообразных цеолитов, образующихся в естественных системах на стадии катагенеза, тем более, что в техногенных условиях конгломератообразования фиксируется образование цеолитовых минералов.

Разнозаряженные ионы обрабатываемых растворов электролитов и внешней среды адсорбируются крупными межагрегатными микропорами ПМК и субмикropорами кристаллической структуры глинистых пакетов. Параллельно протекают процессы ионного обмена с поверхностью заполнителя и ПМК различных ионов жидкой фазы гидратированного цемента. В результате происходит модификация кристаллической решетки глинистых минералов ПМК с достройкой кремнекислородных мотивов, согласно Н.В. Белову, а возможно и алюмокислородных, группами $\text{CaO}-\text{Ca}(\text{OH})_2$. Тем более, что

теоретически подтвержден [7] факт подобия кристаллической структуры и морфологии глинистых минералов с гидросиликатами кальция. Следствием модификации является упрочнение структуры ПМК заполнителей и слияние их с цементными гидратами, контактирующими с заполнителем.

Таким образом, расширена сфера проявления структурно-функциональной адаптации на зону контакта цементных гидратов с заполнителями в бетоне. Приведены примеры модификации минеральных образований под влиянием эксплуатационной среды. Показана возможность использования адаптационных свойств зоны контакта в результате физико-химической активации поверхности заполнителей слабыми растворами электролитов.

Библиографический список

1. Чернявский В.Л. Об адаптации цементного бетона к действию внешней среды// Бетон и железобетон.-1994.-№4.-с.7-10.

2. Эйтель В. Физическая химия силикатов.- М.: Изд. ИЛ, 1962.-1055с.

3. Воздействие минеральных грунто-

вых вод на структуру бетонов дренажных труб/ В.А. Курячая, А.Г. Ольгинский, Д.А. Угинчус и др.-Сб. ВНИИВОДГЕО// Технология, структ. и свойства гидротехн. бетона для водохоз. строит.-М.,1973.-с.58-66.

4. О влиянии кислой сульфатсодержащей среды и повышенной температуры на физико-химические свойства цементных материалов/ О.П. Мчедлов-Петросян, В.А. Курячая, А.Г. Ольгинский, В.Л. Чернявский.-Известия вузов. Химия и химич. технолог., 1972.- т. XV, вып. 4.- с. 588-591.

5. Ольгинский А.Г., Юрченко В.А. О предпосылках устойчивости цементного бетона сельскохозяйственных сооружений к биохимическим и микробиологическим воздействиям. Сб./ Технолог. строит. сельскохоз. зданий и сооруж. из местн. матер.- Новосибирск, 1997.- с. 16-19.

6. А.С. 833819 Способ активации заполнителя для бетона/ А.Г. Ольгинский, Ю.А. Спирин и др.-Опубл. в Б.И.,1981.-№20.

7. Ольгинский А.Г. Оценка и регулирование структуры зоны контакта цементного камня с минералами заполнителя. Автореф. дисс. докт. техн. наук.- Харьков,1994.- 397с.

Т.Г.ЖОРДАНИЯ, В.В.ЛОПАДЗЕ, доктора техн. наук (Грузинский технический ун-т)

Прочностные и деформативные свойства серных бетонов на пористых заполнителях

Исследовались серные бетоны на природном пористом заполнителе — вулканическом шлаке Ахалкалакского месторождения Грузии. Бетоны проектировались для применения в качестве основания и нижнего слоя двухслойных дорожных и аэродромных покрытий, а также для отдельных элементов подземных и заглубленных сооружений.

При подборе составов и изготовлении серных бетонов пользовались данными и рекомендациями, приведенными в [1]. В зависимости от расхода серы на 1 м^3 бетона они имели среднюю плотность от 1600

кг/м^3 (при расходе серы 260 кг/м^3) до 2000 кг/м^3 при расходе серы 750 кг/м^3). Повышенный расход серы требовался для обеспечения определенной удобоукладываемости и прочности серного бетона на пористом заполнителе с развитой шероховатой поверхностью.

В качестве тонкодисперсного наполнителя, необходимого для серных бетонов, использовали золуноос ТЭЦ — при изготовлении бетонов с $\gamma_0 = 1600 \text{ кг/м}^3$, а для бетонов с большей объемной массой — пылевидную фракцию вулканического шлака.

В табл.1 приведены прочностные характеристики исследованных серобетонов на сжатие R_b , растяжение при изгибе $R_{и}$ — основной показатель бетона, используемого в дорожном и аэродромном строительстве, а также показатель трещиностойкости бетона — критический коэффициент интенсивности напряжения $K_{иc}$, полученный испытанием балочек с надрезом на изгиб по схеме с трехточечным приложением нагрузки.

Эффективность использования серобетонов в качестве нижнего слоя двухслойных покрытий опре-

γ_0 , кг/м ³	R_b , МПа	$R_{и}$, МПа	$K_{гс}$, МН/м ^{3/2}	
			по эксперименту	по [2]*
1600	16,3	4,8	0,53	0,28
2000	33,2	7,7	0,73	0,45

*) для цементобетонов соответствующих классов по прочности.

Таблица 2

Толщина слоя в долях от общей высоты образца		Прочность элемента на растяжение при изгибе $R_{и}$, МПа	Прочность при сжатии поперек слоев R , МПа
Цементобетон	Серобетон		
1,0	0	3,2	28,8
0,67	0,33	4,5	32,4
0,5	0,5	4,8	26,3
0,33	0,67	5,1	26,5
0	1,0	7,2	26,2

деляли испытанием на изгиб, по трехточечной схеме приложения нагрузки, образцов-балок размером 10x10x40 см, с сочетанием, укладываемых вдоль продольной оси толщин слоев цементобетона и серобетона по высоте сечения 1:0; 2:1; 1:1; 0:1. Результаты испытаний двухслойных образцов с нижним слоем из серобетона на пористом заполнителе приведены в табл. 2.

Из полученных результатов видно, что при использовании в нижнем слое двухслойного образца серобетона его прочность существенно превышает прочность на растяжение при изгибе однослойного образца из цементобетона.

Образцы серобетона с $\gamma_0 = 2000$ кг/м³ испытывались также на воздействие малоциклового сжимающей нагрузки при коэффициенте асимметрии $\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max} = 0$ (центральное сжатие) с максимальной нагрузкой в цикле равной примерно 0,75 от R_b . Определяли снижение призмной прочности от циклического воздействия усилий (200 циклов) и изменение демпфирующих и деформативных свойств. Снижения прочности серобетона на пористом

заполнителе в пределах условий проведенных циклических испытаний не наблюдалось, равно как и снижения модуль упругости. Модуль упругости испытанных образцов серобетона в среднем составил $E_b \cdot 10^{-3} = 36,6$ МПа.

Исследование демпфирующих свойств серных бетонов на пористых заполнителях выявило явление "отрицательного" гистерезиса, проявляющееся при циклически прикладываемой нагрузке: во время полного цикла загрузки и разгрузки образцов кривые деформаций описывали "обратную" петлю гистерезиса. Учитывая, что структура серных бетонов находится в обжатом состоянии в результате уменьшения в объеме расплава серы при охлаждении, можно считать, что наблюдаемая "отрицательная" петля гистерезиса при циклически приложенной сжимающей нагрузке является следствием нарушения структуры бетона и проявления усилий от остаточных внутренних напряжений. Это аналогично описанному в [3].

В целом эксперименты подтвердили достаточную надежность работы серных бетонов при воздей-

ствии малоциклового сжимающей нагрузки. Исследования по морозостойкости показали, что такие бетоны полностью отвечают требованиям СНиП по морозостойкости для бетонов, используемых в основаниях и нижнем слое двухслойных дорожных и аэродромных покрытий.

Будучи практически водонепроницаемыми, серные бетоны на пористых заполнителях (с учетом выявленных повышенных прочностных свойств) могут быть рекомендованы для использования как в дорожном и аэродромном строительстве, так и при изготовлении отдельных элементов подземных и заглубленных сооружений, особенно в условиях сульфатной агрессии грунтовых вод.

Библиографический список

1. Патуров В.В. Полимербетоны. Стройиздат, М., 1987.
2. Пирадов К.А. Теоретические и экспериментальные основы механики разрушения бетона и железобетона. Изд-во "Энергия", Тбилиси, 1998.
3. Лоладзе В.В. Отрицательная петля гистерезиса циклически нагружаемых образцов модифицированного тяжелого и легкого бетонов/Бетон и железобетон. — 1997. — № 6.

Особенности формирования структуры и технологии водонепроницаемых бетонов

Водонепроницаемость бетона является одной из важнейших характеристик, определяющих его морозостойкость, атмосферостойкость и в целом долговечность в различных условиях. Направленно изменяя технические и структурные параметры, можно получать бетон с заданной непроницаемостью. Среди технологических факторов, влияющих на водонепроницаемость бетона, в первую очередь, выделяют расход воды и цемента, его вид, свойства заполнителей и другие. В разряд важных характеристик, как нам представляется, следует также отнести вид и расход крупного заполнителя, которым в литературе уделено очень мало внимания.

Основными путями фильтрации воды в обычных бетонах на плотных заполнителях являются растворная часть и зона контакта между нею и гранулами крупного заполнителя [1], а в легких бетонах на пористых заполнителях — поры и неплотности растворной части [2]. Исходя из механизма переноса жидкости в бетонах в основном по растворной составляющей (как наиболее проницаемой), можно утверждать, что уменьшение ее объема до необходимого по условиям технологичности смеси должно привести к повышению непроницаемости бетона. При этом улучшение структуры и свойств растворной составляющей приобретает особое значение в повышении водонепроницаемости бетона. Одним из наиболее эффективных путей при этом является использование расширяющихся и напрягающих цементов.

Испытаниям на водонепроницаемость по стандартной методике нами подвергались образцы цилиндрической формы высотой и диаметром по 15 см. В случаях, когда фильтрация воды через бетон при предельном давлении в 1,6 МПа не наблюдалась, для определения глубины ее проникновения образцы извлекали из обоймы и раскалывали под прессом по образующей. Были исследованы обычные и напрягающие бетоны на плотных и пористых заполнителях с расходом 750...1050 л/м³. Влияние технологи-

ческих факторов на водонепроницаемость бетонов показано в таблице.

Из нее видно, что на водонепроницаемость бетона на обычном портландцементе оказывают влияние: вид и расход крупного заполнителя ($V_{ар}$); водоцементное отношение (W/C) и расход цемента (C), приведенные в порядке, соответствующем значимости их влияния. При этом расход портландцемента свыше 400 кг/м³ практического влияния уже не оказывает. Существенное влияние оказывает введение пластифицирующих добавок СДБ до 0,2% от массы цемента. Они позволяют заметно уменьшить W/C при достаточно высокой подвижности смеси, что особенно важно для возведения монолитных водонепроницаемых конструкций.

Что же касается вида крупного заполнителя, то даже при меньших расходах цемента водонепроницаемость керамзитобетона была выше, чем у тяжелого бетона, и достигала 1,6 МПа. Причем водонепроницаемость как тяжелого бетона, так и керамзитобетона, с увеличением расхода крупного заполнителя до 950...1000 л/м³ повышается. Высокая водонепроницаемость керамзитобетона с повышенным расходом керамзита определяется высокой плотностью и непроницаемостью растворной составляющей, особенно в контактной зоне. Это обусловлено благоприятным влиянием водопоглощения керамзита на более глубокие слои растворной составляющей и уменьшением W/C затворения.

Повышение непроницаемости керамзитобетона с увеличением расхода цемента при постоянном расходе керамзита обусловлено тем, что в равноподвижных смесях это приводит к уменьшению W/C затворения и W/C истинного, определяющих характер пористости единицы объема цементного камня в бетоне. Увеличение расхода керамзитового гравия в бетоне целесообразно до определенного предела (0,9...0,95 м³/м³), а дальнейшее его повышение затрудняет получение бетона плотной слитной структуры, ухудшает удобоукладываемость

смеси. В таких случаях обязательным является уплотнение смеси с пригрузом интенсивностью 40...60 ГПа (г/см²). Благодаря исключению расслоения и повышению однородности использование пригруза наиболее эффективно в малоподвижных и жестких бетонных смесях, в особенности на пористых заполнителях.

Здесь следует отметить, что в зависимости от условий и методов уплотнения необходимо подбирать оптимальные значения W/C и соответствующие им оптимальные величины удобоукладываемости ($Ж$) или подвижности ($ОК$) смеси. Как показали наши опыты, уменьшение водосодержания растворной части в керамзитобетонной смеси не всегда дает положительные результаты. В таблице представлено изменение высоты подъема воды в сечении образцов напрягающего керамзитобетона в зависимости от W/C . Из приведенных данных можно выделить области наименьшей проницаемости, соответствующей при расходе НЦ 350 кг/м³ $W/C_{ист}$ в пределах 0,36...0,38, являющихся оптимальными. Повышение проницаемости с уменьшением $W/C_{ист}$ по сравнению с оптимальным, связано с ухудшением удобоукладываемости смеси, а с ростом $W/C_{ист}$ — увеличением капиллярной проницаемости пористого бетона.

Напрягающие тяжелые и легкие бетоны были водонепроницаемы при максимальном давлении воды на образец, равном 1,6 МПа, при сравнительно малых расходах НЦ (300 кг/м³). Раскалыванием образцов было обнаружено, что бетоны различались высотой подъема воды в сечении образца. Установлено, что высота подъема воды в образце из тяжелого напрягающего бетона вдвое превышает эту величину для керамзитобетона. Это объясняется тем, что в последнем из-за отсоса излишней воды керамзитом истинное водоцементное отношение ($W/C_{ист}$) составило 0,32...0,36, что приближается к значению $W/C=0,3$ у теста нормальной густоты для использованного в экспериментах НЦ. В то же время у тяжелого бетона $W/C_{зат}$ при одина-

№№ п/п	Технологические факторы					Условия уплотнения	Пропустил воду при дав- лении, МПа
	Расход		W / C		Характеристика смеси		
	C, кг/м ³	V _{гр.} л/ м ³	W/C _{зат}	W/C _{ист}			
тяжелый бетон							
1		800			2-3 / -	В/ВП	0,3 / 0,4
2	300	900	0,48	-	4-5 / -		0,5 / 0,6
3		1050			0 / 35		0,4 / 0,7
4		800	0,46/0,38*			ВП	0,5 / 0,8*
5	350	900	0,46/0,36*	-	2-3 / -		0,7 / 0,9*
6		1000	0,47/0,36*				0,8 / 1,0*
7		800			2-3 / -	В/ВП	0,5 / 0,6
8	400	900	0,43	-	4-5 / -		0,7 / 0,8
9		1000			0 / 30		0,8 / 0,9
10		800	0,52/0,46*			ГВ	0,3 / 0,7*
11	450	900	0,53/0,42*	-	8-10 / -		0,5 / 0,9*
12		1000	0,55/0,42*				0,4 / 0,8*
керамзитобетон							
13		750		0,42	3-4 / -	В/ВП	0,7 / 0,9
14	300	900	0,67	0,40	1-2 / -		0,9 / 1,1
15		1050		0,38	0 / 45		0,6 / 1,3
16		800		0,40	3-4 / -	В/ВП	1,1 / 1,5
17	400	900	0,58	0,38	1-2 / -		1,3 / -**
18		1000		0,36	0 / 40		0,6 / -***
напрягающий бетон на гранитном щебне							
19	450	850	0,45	-		В	1,6 / 3,3
20	350	900	0,50	-	0 / 30		1,6 / 6,0
21	300	950	0,54	-			1,6 / 7,8
напрягающий керамзитобетон							
22			0,52	0,27	0 / 240	ВП	0,7 / -
23			0,60	0,34	0 / 65		1,6 / 4,9
24	350	950	0,65	0,36	0 / 45		1,6 / 3,4
25			0,70	0,38	0 / 32		1,6 / 2,5
26			0,75	0,42	2-3 / 18		1,6 / 5,8

Примечания: В - уплотнение на виброплощадке; ВП - то же, с пригрузом; ГВ - уплотнение глубинным вибратором;

* - составы бетона с добавкой СДБ 0,2% от массы цемента;

** - глубина проникновения воды при 1,6 МПа - 5,0 см;

*** - то же, 4,3 см

В составах 19-26: над дробью - давление воды; под дробью - глубина проникновения воды

ковой жесткости бетонных смесей составило 0,45. Увеличение значения W/C более 0,45...0,5 для проницаемости и стойкости бетона на портландцементе ученые связывают с ростом объема макрокапилляров ($r > 10^3 \text{ \AA}$) и седиментационных пор в цементном камне. Поры такого размера являются "активными", или "опасными", с точки зрения увеличения проницаемости, а также ухудшения долговечности бетона. Проницаемость пористого тела ха-

рактеризуется наименьшим диаметром капилляров — чем они тоньше, тем выше непроницаемость материала [1].

Исследования микроструктуры цементного камня на НЦ, проведенные нами в НИИЖБе совместно с Л.В.Никитиной с использованием сканирующего электронного микроскопа, позволили подтвердить мнение проф.В.В.Михайлова о слабопористой структуре этого материала [3], а также дополнить и развить

представления о структуре и характере строения его пор и о факторах, влияющих на их формирование.

Если в керамзитобетоне высокую непроницаемость можно объяснить низкой пористостью за счет малых значений W/C_{ист} и самонапряжением структуры, то в тяжелом бетоне недостаточно такого объяснения, так как даже при значениях W/C=0,45...0,54 он был непроницаем при 1,6 МПа. Это объясняется характером строения структуры по-

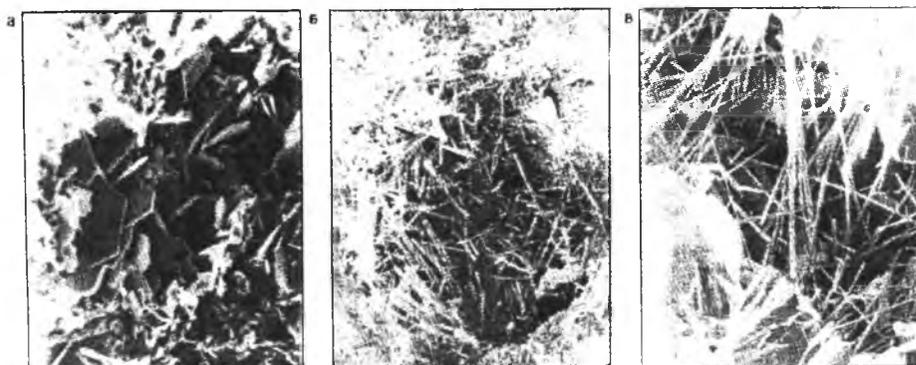


Рис. 1. Характер заполнения пор (а, б) и трещины (в) в микроструктуре цементного камня

а — кристаллами $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot 12\text{H}_2\text{O} (\times 2000)$; б, в — то же, эттрингита $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 31\text{H}_2\text{O}$ с увеличением соответственно ($\times 1000$) и ($\times 1500$)

рового пространства цементного камня на основе НЦ, который принципиально отличается от структуры пор цементного камня на портландцементе.

Как видно из рис. 1, поры цементного камня заполняются продуктами гидратации НЦ в виде: (а) — гексагональных пластин моносульфата кальция ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$); (б) — игольчатых кристаллов эттрингита ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 31\text{H}_2\text{O}$). Это приводит к уменьшению активного сечения микрокапилляров, и только при значительном избыточном давлении возможен перенос жидкости по законам вязкостного, молекулярного и диффузионного течений в зависимости от условного радиуса пор.

Известно, что при твердении клинкерных минералов портландцемента образование гидросиликатов кальция происходит при связывании небольшого количества молекул воды. Так, алит (C_3S), взаимодействуя с водой, образует гидросиликат $\text{C}_2\text{S} \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ и гидрат окиси кальция $\text{Ca}(\text{OH})_2$, а белит (C_2S) — только $\text{C}_2\text{S} \cdot 2\text{H}_2\text{O}$.

Образование низосульфатной формы гидросульфатоалюмината кальция с последующей его перекристаллизацией при водном твердении или соответствующем режиме ТВО в высокосульфатную форму (эттрингит) сопровождается связыванием большого количества свободной воды и увеличением объема новообразований уже в затвердевшем цементном камне до 2,5 раз. Именно этот процесс большинством исследователей положен в основу расширения сульфосодержащих цементов и, как нам пред-

ставляется, объясняет высокую прочность и низкую проницаемость бетонов на НЦ. Аналогичная картина наблюдается и при зарастании микротрещин в структуре цементного камня НЦ игольчатыми кристаллами эттрингита (рис.1,в). Это, с одной стороны, повышает непроницаемость, а с другой, — трещиностойкость и прочность структуры цементного камня и в целом бетона.

Наиболее ярко процессы заполнения и зарастания пор проявляются в структуре цементного камня на сульфоферритном НЦ. Как видно из рис.2, пора цементного камня заполняется тонкими игольчатыми кристаллами гидросульфатоалюмоферрита кальция состава $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot (\text{Fe}_2\text{O}_3) \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 31\text{H}_2\text{O}$ (ферритосодержащий эттрингит), а также пластинчатыми кристаллами моноформы или $\text{Ca}(\text{OH})_2$. При этом кристаллы Fe-эттрингита тоньше, имеют более плотную упаковку и как бы дисперсно армируют структуру цементного камня в большей степени однородности, чем мы это имеем в случае с алюминатным НЦ (рис. 1,б) при одинаковом увеличении ($\times 1000$). Благодаря этому бетоны на основе сульфоферритного НЦ отличаются более высокой прочностью (на 20...30%) и водонепроницаемостью. Так, прочность бетонов на гранитном щебне была более 100 МПа, керамзитобетона до 50 МПа на малопрочном керамзите (2,8...3,1 МПа), а водонепроницаемость более 2,4 МПа [4].

В целом бетоны на сульфоалюминатном и сульфоферритном НЦ отличаются высокими показателями прочности, непроницаемости, морозостойкости и долговечности при экономичных расходах вяжущего.

Благодаря многолетнему тесному сотрудничеству НИИЖБа и УзЛИТТИ (б. ТашЗНИИЭП) [5, 6] бетоны на напрягающем цементе нашли эффективное применение в Узбекистане при строительстве покрытий дорог, аэродромов, полов промышленных зданий, водохозяйственных сооружений и в железобетонной (безрулонной) сборной и монолитной кровле в жилищно-гражданском строительстве. Возведенные конст-

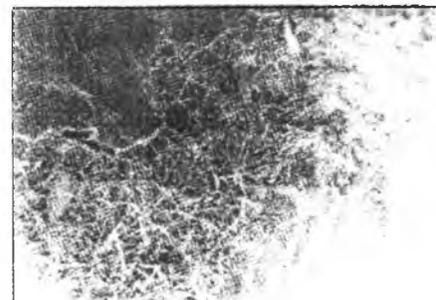


Рис. 2. Характер зарастания микропоры кристаллами Fe-эттрингита $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot (\text{Fe}_2\text{O}_3) \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 31\text{H}_2\text{O} (\times 1000)$

рукции за период длительной эксплуатации в условиях сухого жаркого климата показали высокую атмосферостойкость и надежность.

Библиографический список

1. Шейкин А.Е., Чеховский Ю.В., Бруссер М.И. Структура и свойства цементных бетонов. — М.: Стройиздат, 1979. — 344 с.
2. Симонов М.З. Основы технологии легких бетонов. — М.: Стройиздат, 1973.
3. Михайлов В.В., Литвер С.Л. Технология напрягающего цемента и самонапряженных железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1975. — 183 с.
4. Ходжаев С.А., Литвер С.Л., Никитина Л.В., Мусурманкулов А. Структура и физико-механические свойства бетонов на основе сульфоферритного напрягающего цемента//Ресурсосберегающие технологии железобетонных конструкций на основе напрягающих цементов. — М.: Стройиздат, 1989. — С.10–13.
5. Ходжаев С.А., Мартиросов Г.М. и др. Опыт и перспективы применения самонапряженного железобетона в IV климатическом районе//Ресурсосберегающие технологии железобетонных конструкций на основе напрягающих цементов. — М.: Стройиздат, 1989. — С.35–38.
6. Диамант М.И., Мартиросов Г.М., Звездов А.И., Ходжаев С.А. и др. Элементы безрулонной кровли из напрягающего бетона//Бетон и железобетон. — 1981. — № 6. — С.18–19.

В.И.ПОЛОЖНОВ, канд. техн. наук, В.И.ТРИФОНОВ, инж. (ИЦ "Югстрой" ГП КТБ ЖБ);
Н.И.ВОЛОСАЧ, инж. (Волгоградгидрострой)

Влияние контактного электронагрева на механические свойства мягкой арматуры

Вынужденное и, как показал опыт, небезуспешное использование в преднапряженных железобетонных конструкциях в качестве напрягаемой арматуры стали класса А-III (А400) марки 35ГС с σ_{sp} на площадке текучести [1, 2] взамен дефицитной высокопрочной стержневой арматуры, а также появление новых видов мягких сталей классов А400С и А500С вызывают острую необходимость установления оптимальных температур нагрева этой арматуры при электротермическом способе натяжения.

В этой связи на предприятиях строительной индустрии Волгоградской области в процессе изготовления преднапряженной продукции с напрягаемой арматурой класса А400 (пустотные, сплошные и ребристые плиты перекрытий), а также по мере поступления сталей классов А400С и А500С марки Ст.3пс изучали влияние температур электронагрева на механические свойства этих сталей. Это влияние оценивали путем сравнения результатов испытаний на растяжение образцов арматуры до и после электронагрева. Для этого от каждого стержня, подвергнутого нагреву на промышленных установках в заводских условиях, отбирали по 2...3 образца из зоны электронагрева и столько же — вне ее. Температуру поверхности нагреваемых участков стержней до заданных значений в 200, 300, 400, 500 и 600°C замеряли хромель-копелевой термпарой, подсоединенной к милливольтметру со шкалой двойной градации (mW/t°C), а также прибором Темп-2. Исследовали арматуру диаметров 12, 14 и 16 мм указанных выше классов и марок. Время электронагрева не превышало 3...4 мин.

Назначение величины начального относительного удлинения ϵ_{sp} в

зоне площадки текучести требует нагрева напрягаемой арматуры порой до довольно высоких температур [1], что при быстром остывании после электронагрева затрудняет укладку ее в упоры и не исключает необходимость повторного электронагрева. В связи с этим, кроме разового, изучали влияние и повторного электронагрева на механические свойства мягкой арматуры, который осуществляли после остывания до 35...50°C стержней, ранее нагретых до заданных температур. Всего таким образом было испытано около 500 образцов стержней от 20 партий-плавков.

Механические свойства исследованной арматуры в состоянии поставки приведены в таблице (в ней над чертой показаны пределы изменения соответствующих характери-

в всех классов арматуры: в среднем до 6,1% у арматуры А400 и А400С и 5% у А500С. С дальнейшим возрастанием температуры нагрева происходит резкое снижение σ_{sy} , достигающее при 600°C значений от $\sigma_{sy}^{эл} = 1,035 \cdot \sigma_{sy}^{isx}$ у стали классов А400 до $\sigma_{sy}^{эл} = \sigma_{sy}^{isx}$ и $\sigma_{sy}^{эл} = 0,984 \cdot \sigma_{sy}^{isx}$ соответственно у А400С и А500С.

Для всех сталей временное сопротивление остается практически неизменным после нагрева до 300°C. С последующим повышением температуры наблюдается монотонное снижение σ_{su} у арматуры А400С и А500С с разупрочнением при 600°C до (0,98...0,965) σ_{su}^{isx} . Несколько лучшие показатели этого параметра прочности у стали А400, где снижение σ_{su} наблюдается только после электронагрева до

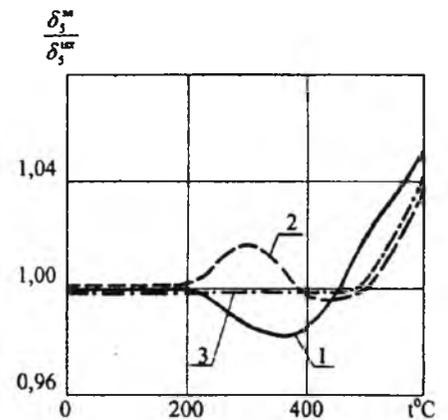
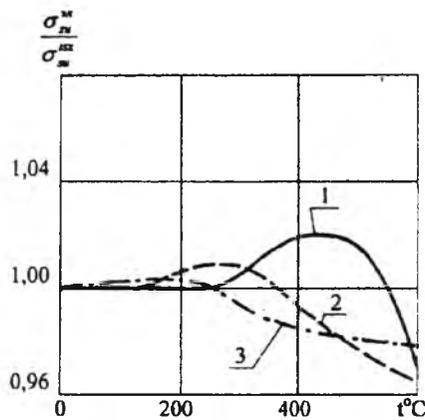
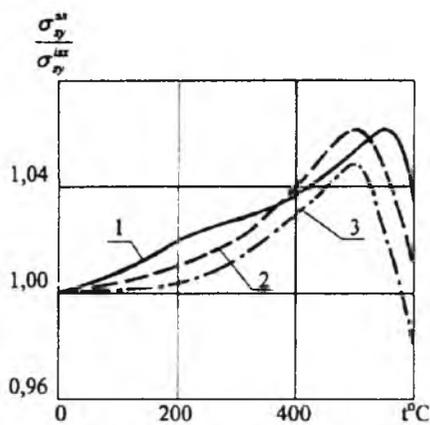
Класс арматуры	Марка стали	Диаметр, мм	Механические свойства в состоянии поставки		
			Прочностные характеристики Н/мм ²		Относительное удлинение, δ_5^{isx} , %
			предел текучести σ_{sy}^{isx}	временное сопротивление σ_{su}^{isx}	
А400	35ГС	12...16	450...510 390	670...750 590	25...30 14
А400С	Ст.3пс		440...510 440	580...620 550	17...25 16
А500С	Ст.3пс		555...590 510	660...695 600	17...28 14

стик, под чертой — их нормативные значения).

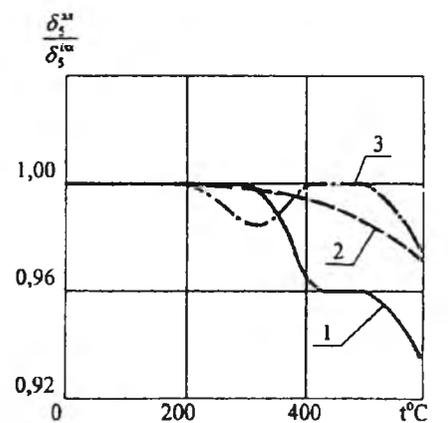
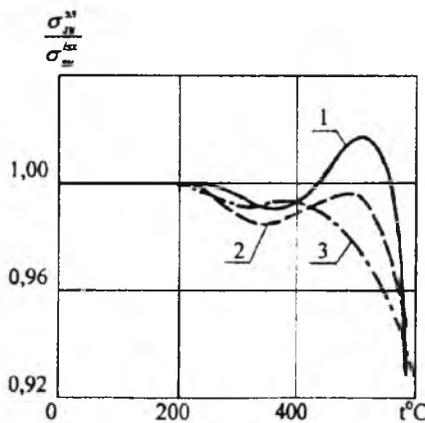
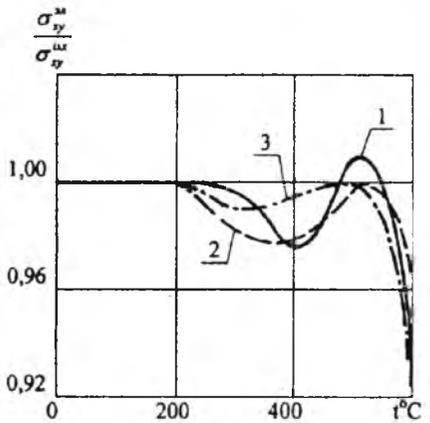
Результаты испытаний арматуры после контактного электронагрева до заданных температур приведены на рисунке. Из анализа представленных на нем графиков видно, что с ростом температуры электронагрева до 500...550°C заметно повышается предел текучести σ_{sy} для

500°C и выше (ниже этих температур прирост σ_{su} по сравнению с σ_{su}^{isx} не превышал 2%).

Относительное удлинение δ_5 с ростом температуры электронагрева до 450...500°C видимого изменения не претерпевает, и только после нагрева выше 500°C резко скачивается характер влияния температуры в количественном выраже-



ПОВТОРНЫЙ ЭЛЕКТРОНАГРЕВ



Влияние температуры контактного электронагрева на механические свойства мягких сталей
1 — A400; 2 — A400C; 3 — 500C

нии (не более 4,5% повышения по сравнению с исходными значениями $\delta_5^{исх}$ для всех классов испытываемой арматуры).

При повторном электронагреве до 200°C показатели механических свойств изучаемой арматуры остаются на уровне поставочных значений. Дальнейшее повышение температуры от 200 до 400...450°C вызывает некоторое снижение характеристик прочности (максимально от $\sigma_{sy}^{эл} = 0,98\sigma_{sy}^{исх}$). Повышение температуры электронагрева арматуры в пределах 450...500°C оказывает положительное влияние на ее прочностные свойства. Последующий электронагрев свыше 500°C вызывает резкое снижение показателей прочности σ_{sy} и σ_{su} , характеризуемое разупрочнением.

Показатель пластических свойств δ_5 при повторном электронагреве арматуры классов A400C и A500C не претерпевает особых изменений по сравнению с поставоч-

ными значениями до температуры 500°C. Для арматуры A400 электронагрев свыше 300°C вызывает монотонное снижение δ_5 до $\delta_5^{эл} = 0,925\delta_5^{исх}$ (после 600°C).

Выводы

1. Механические свойства мягких арматурных сталей диаметром 12...16 мм после электронагрева в интервале температур от 200 до 600°C претерпевают изменения своих поставочных значений, не превышающие $\pm 10\%$.

2. Оптимальным режимом электронагрева исследованной арматуры является температурный интервал в 450...550°C, при котором эффект повышения предела текучести σ_{sy} — базовой характеристики нормируемой прочности достигает в среднем 5...6%, а изменения σ_{su} и δ_5 при этом не превосходят $\pm 2\%$. Результаты эффекта повышения σ_{sy} согласуются с предложениями [3]

по учету этого фактора в расчетах преднапряженных железобетонных конструкций с помощью коэффициента упрочнения γ_{sp} .

3. В условиях производства сборного железобетона при необходимости возможен повторный электронагрев стержней напрягаемой стали в режиме оптимальных температур.

Библиографический список

1. Положнов В.И. Арматура класса A-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 A-III электротермическим способом//Известия вузов. Строительство. 1996, № 5, С. 119-120.
3. Положников В.И., Ассауленко О.П. Использование поставочных прочностных свойств напрягаемых мягких арматурных сталей в производстве сборного железобетона//Известия вузов. Строительство. 1998, № 1, С. 121-123.

В.Г.ГРАНИК, канд. техн. наук (НИПТИ "Стройиндустрия"); В.А.СЫТНИК, инж. (МЗЖБИиТ); В.С.ЩУКИН, канд. техн. наук (КТБ "Моспромстройматериалы")

Изготовление многопустотных панелей перекрытий в формах с внутренними несмещаемыми упорами

При производстве многопустотных панелей перекрытий по агрегатно-поточной или конвейерной технологии с натяжением арматуры на внешние упоры форм большие трудозатраты и средства необходимы для резки напрягаемых стержней перед распалубкой. Кроме того, с внешними упорами связаны существенные отходы напрягаемой арматуры и частично бетона за счет его протекания через прорезы торцевых бортов. Резка стержней электродами или стальными дисками ухудшает экологию.

Ранее предпринимались попытки выпуска изделий с внутренними анкерами, для чего использовали формы с подвижными внутренними упорами. Размещение последних внутри бетонного отсека и сохранение контакта их и концевых анкеров практически по всей поверхности с опорной плоскостью упора приводило к недостаточной анкеровке стержней на опоре из-за образующихся в бетоне выемок от упоров после распалубки изделий, необходимости вследствие этого установки дополнительной арматуры и другим конструктивным недостаткам в изделиях. При натяжении арматуры внутренние перемещаемые упоры системой стопоров удерживали от смещения под действием усилия натяжения арматурных стержней. Перед распалубкой готовых изделий для снятия усилия преднапряжения с внутренних упоров последние системой рычагов вращали вокруг осей и опускали в поддон формы. Использование подвижных упоров усложняло конструкцию форм, а перемещение их при действии усилия натяжения стержней приводило к быстрому износу системы рычагов и эксцентров, на которых крепили упоры.

Предложенная новая технология изготовления преднапряженных

изделий в формах с внутренними несмещаемыми упорами [1] лишена отмеченных недостатков, так как предусматривает надежную анкеровку напрягаемой арматуры на опоре, простоту конструкции несмещаемых упоров форм и, следовательно, их надежную эксплуатацию. Беспрепятственная распалубка готовых изделий обеспечивается наклоном опорной поверхности упоров к вертикали на угол, большой угла трения анкера на стержне по поверхности упора (рис. 1). Анкер напрягаемого стержня после распалубки изделия передает усилие преднапряжения непосредственно на бетон опорной зоны элемента за счет контакта большей части своей опорной поверхности с бетоном. Смещению анкера вверх при натяжении напрягаемого стержня препятствует фиксатор на борту формы.

На Кунцевском комбинате ЖБИ-9 в Москве на стане-конвейере в формах с внутренними несмещаемыми упорами более 6 лет изготавливают сплошные плиты перекрытий много-

этажного жилого панельного дома серии Пд-4 [2]. Преднапряженные плиты толщиной 14 см с внутренними анкерами использованы в построенных домах общей площадью более 1 млн. м².

На Московском заводе железобетонных изделий и труб (МЗЖБИиТ) проведены опытные работы по применению новой технологии в производстве многопустотных панелей перекрытий — наиболее массового вида предварительно напряженных конструкций.

Экспериментально отработаны размеры шайб для опрессовки концевых обжатых анкеров на арматуре класса Ат800 (Ат-V) диаметром 12...18 мм и размеры соответствующих "губок" гидравлической обжимной машины. Определены размеры внутренних несмещаемых упоров с наклонной опорной поверхностью, прочность их экспериментально проверена на усилие натяжения стержней с помощью специального устройства для испытания упоров в разрывной машине (рис. 2).

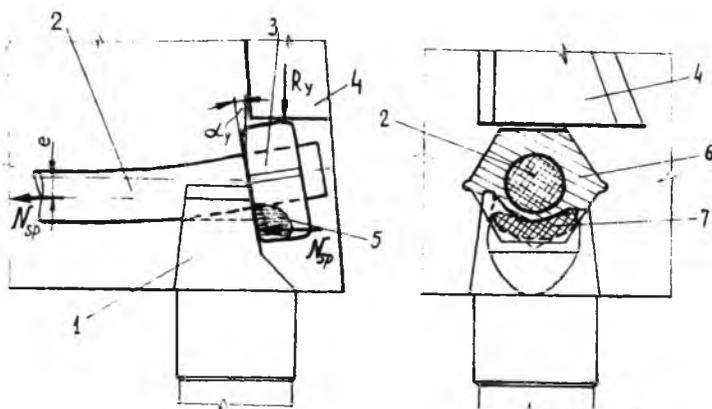


Рис. 1. Схема усилий и напряжений в зоне опирания анкера на упор с наклонной опорной поверхностью

1 — внутренний упор; 2 — напрягаемый стержень; 3 — внутренний анкер; 4 — фиксатор положения стержня; 5 — напряжения в зоне опирания анкера на упор; 6 — площадь передачи напряжений с анкера на бетон; 7 — площадь опирания анкера на упор при натяжении стержня

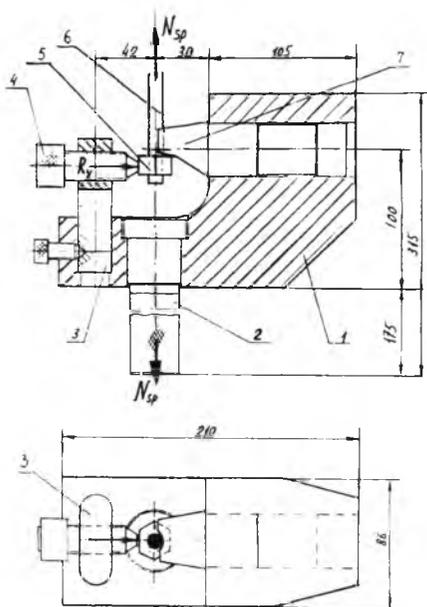


Рис. 2. Устройство для испытания упоров в разрывной машине

1 — станина; 2 — тяга; 3 — стойка; 4 — винт-фиксатор; 5 — анкер; 6 — арматурный стержень; 7 — упор с наклонной опорной поверхностью

Необходимо отметить, что напрягаемый стержень, натягиваемый на упоры с наклонной опорной поверхностью, возле концевого анкера работает на растяжение с эксцентриситетом e , который зависит от диаметра арматуры и усилия преднапряжения [3]. В этом месте стержень изгибается. Как показали эксперименты, натяжение на такие упоры арматуры класса Ат800 (Ат-V) с высаженными головками приводит к обрыву стержней в месте изгиба. Применение термомеханически упрочненной арматуры с высаженными головками в новой технологии недопустимо.

С учетом полученных экспериментальных результатов разработан узел анкерования напрягаемых стержней настилов (рис. 3). Определены размеры внутренних анкеров и упоров, расстояние от оси последних до края изделия, высота размещения на торцевом борте формы фиксатора положения напрягаемой арматуры по толщине плиты, изменен шаг стержней сетки для армирования опорной зоны плиты и др.

Силами ремонтно-механического цеха завода согласно "Техническим решениям реконструкции типовой формы для изготовления пустот-

ного настила с внутренними анкерами", подготовленным НИПТИ "Стройиндустрия", модернизирована рядовая форма. Первоначально с поддона срезали внешние упоры с предохранителями, затем в нем были выполнены круглые отверстия для размещения цилиндрических обойм. Их сначала варили в одном из торцов формы, "прихватив" на определенном расстоянии от линии габарита плиты по длине. Затем в эти обоймы поместили один из двух "пальцев" металлического шаблона. Расстояние между "пальцами" шаблона было равно расстоянию между осями цилиндрических частей внутренних упоров. На второй палец у противоположного торца формы надвигали вторую обойму и в таком состоянии ее прихватывали к поддону. После выверки всех обойм у второго торца формы их окончательно обваривали. Принятая последовательность работ позволила обеспечить расстояние между упорами с точностью ± 1 мм.

В установленные обоймы вставили внутренние упоры с наклонными опорными поверхностями и зафиксировали шпильками через соответствующие отверстия в обоймах и упорах от возможных поворотов при натяжении стержней. Для обеспечения проектного положения напрягаемых стержней по высоте плиты к торцевым бортам приварили фиксаторы.

По техническому заданию НИПТИ "Стройиндустрия" КТБ "Мосорг-

стройматериалы" разработало альбом рабочих чертежей опытных изделий "Панели перекрытий рядовые для пролета 7,2 м с внутренними наклонными анкерами". По новой технологии в форме с внутренними несмещаемыми упорами изготовлены головные образцы многпустотных панелей марки НВ-70-12.

Длину напрягаемых стержней плиты с внутренними анкерами установили расчетным путем по величине проектного предварительного натяжения с учетом конструктивных размеров внутренних упоров, допусков по длине стержней и других факторов. Перед укладкой стержней торцевые борта формы были закрыты, и до конца завернуты гайки замков формы. Стержни натягивали электротермическим способом. По натяжению контрольного стержня и инструментальной проверке фактической величины преднапряжения уточнили окончательную длину стержней и расстояния между внутренними анкерами.

В качестве рабочей арматуры применяли 6 напрягаемых стержней диаметром 14 мм. Первоначально по концам формы между внутренними упорами укладывали сетки. Затем стержни, удлинненные на установке для нагрева на 32...34 мм, за холодные концы переносили в форму. Их заводили сбоку во внутренние упоры формы так, чтобы концевой анкер располагался между упором и торцевым бортом формы ниже фиксатора на этом борту, и

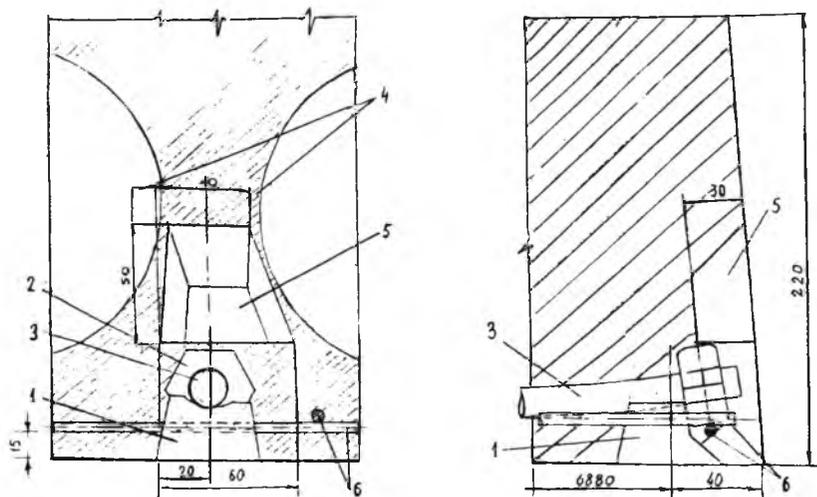


Рис. 3. Узел напряженного настила с внутренним анкером

1 — выемка от внутреннего упора; 2 — внутренний анкер; 3 — напрягаемый стержень; 4 — пустоты; 5 — выемка от фиксатора; 6 — сетка

вкладывали в выемки внутренних упоров. Остывая, стержни натягивались до напряжения 550 МПа, концевые анкеры взаимодействовали с наклонной опорной поверхностью упоров, а верхней поверхностью шестигранника упирались в фиксатор и занимали проектное положение по высоте плит.

Форму краном подавали на вибростол, вводили пустообразователи и устанавливали верхние арматурные сетки и петли. Укладку и уплотнение бетонной смеси выполняли по технологии, принятой на линии при изготовлении плит НВ-70-12. Наблюдение за положением напрягаемых стержней во время виброуплотнения бетонной смеси не выявило их смещения из внутренних упоров и из-под фиксаторов на торцевых бортах. После окончания бетонирования форму краном перенесли в камеру тепловлажностной обработки изделий.

По окончании выдержки бетона в камере формы вынимали и открывали борта. Плиты, как ненапряженные изделия, краном снимали с формы. В момент отрыва плиты от формы происходит плавная передача усилия преднапряжения с упоров формы на бетон плиты. Никаких дополнительных операций для передачи преднапряжения на бетон в разработанной технологии не требуется.

Осмотры плит показали, что они удовлетворяют требованиям ГОСТ 13015.1-81 к готовым железобетонным изделиям.

В выемках от внутренних упоров на нижней поверхности одной из плит был снят тонкий (1...2-миллиметровый) слой бетона площадью приблизительно 10x10 мм для визуального контроля проектного положения концевых анкеров напрягаемых стержней. Во всех местах, где был снят слой бетона, концевые анкеры напрягаемых стержней занимали проектное положение. Таким способом при серийном изготовлении плит с внутренними анкерами может осуществляться дополнительный контроль за положением напрягаемых стержней.

Многopустотные панели с внутренними анкерами отличаются от панелей, изготовленных по традиционной технологии, узлом анкеровки напрягаемых стержней, т.е. опорной зоной, где образуются выемки от

внутренних упоров (см.рис.3). Поэтому перед началом производства панелей по новой технологии в НИИМОстрое провели их испытания на поперечную силу. Экспериментально исследовали надежность анкеровки напрягаемых стержней в бетоне по сравнению с плитами традиционной конструкции.

Параллельно изготовили две панели: одну с внутренними анкерами и вторую по традиционной технологии. Панели установили на две опоры, и нагрузку передавали домкратами на концевые участки плит на расстоянии $1,5h_0$ (30 см) от опоры. При сравнительных испытаниях установлено, что поперечные силы, вызывающие образование и раскрытие наклонных трещин в испытанных панелях, практически равны.

Выпуск опытных панелей полностью подтвердил простоту, надежность, экологичность, эффективность и целесообразность применения новой технологии для изготовления многopустотных плит перекрытий.

Производство преднапряженных настилов с внутренними анкерами в формах с внутренними упорами, по сравнению с традиционной технологией использования форм с наружными упорами, обеспечивает:

- снижение расхода высокопрочной арматуры на 4...5%

- исключение отходов бетона за счет протекания бетонной смеси через отверстия в торцевых бортах форм для прохода напрягаемых стержней

- снижение трудозатрат на 5...7%, необходимых на резку напрягаемых стержней перед расплужкой готовых изделий, очистку стержней от затвердевшего бетона перед их резкой, сбор отходов бетона и арматуры

- экономию электродов или стальных дисков, требующихся для резки напрягаемой арматуры

- более экологичные условия труда при отсутствии резки напрягаемой стержневой арматуры

- снижение себестоимости настилов на 2...3%

На основании опыта производства головных образцов панелей перекрытий подготовлены "Предложения по изготовлению и реконструкции форм для выпуска преднапряженных изделий с внутренними ан-

керами", а также "Рекомендаций по технологии изготовления многopустотных настилов с внутренними анкерами".

В первом разделе Рекомендаций содержатся данные об их назначении и условиях применения, о технической документации, которой необходимо руководствоваться, изготавливая конструкции с внутренними анкерами. Во втором разделе перечислены требования к оборудованию для изготовления арматуры, излагаются особенности конструирования ненапряженной арматуры, даны конструктивные решения "губок" для обжатия внутренних концевых анкеров, размеры шайб и обжатых анкеров, приведены конструкции узлов изделий и др. Здесь же указаны допуски напрягаемых стержней, изложена методика контроля прочности внутренних анкеров и др. В третьем приведены сведения об особенностях установки ненапрягаемой арматуры преднапряженных изделий с внутренними анкерами, о нагреве и укладке во внутренние упоры формы напрягаемых стержней с внутренними анкерами, их надежной фиксации. Содержатся предложения по обеспечению точности размещения подъемных петель, гарантирующей качество готовых изделий, а также требования к расформовке готовых преднапряженных элементов с внутренними анкерами.

На разработанные конструкции преднапряженных изделий с внутренними анкерами, формы с внутренними упорами для их изготовления, а также на технологию производства получен пакет патентов РФ на изобретения.

Сегодня перед любым производством стоят две основные задачи: снижение стоимости продукции и обеспечение экологических условий труда. Этим требованиям в полной мере удовлетворяет новая универсальная технология предварительно напряженных железобетонных конструкций с внутренними анкерами.

Нетрадиционный подход к разработке новой технологии, основанный на более глубоком, научно обоснованном понимании работы отдельных элементов конструкции, а также на детальном анализе процессов изготовления, позволил создать

принципиально новую универсальную технологию предварительно напряженных железобетонных конструкций. Ее можно применять как при создании новых производств, так и при модернизации существующих. По новой технологии можно изготавливать практически всю номенклатуру напряженных изделий.

Библиографический список

1. Граник В.Г. Изготовление предварительно напряженных изделий в формах с внутренними несмещаемыми упорами//Бетон и железобетон. — 1993. — № 3. — с.14–16.
2. Александров Е.Ф., Граник В.Г., Дмитриев А.Н. Производство преднапряженных плит перекрытий по экологи-

чески чистой технологии на стане-конвейере//Промышленное и гражданское строительство. — 1996. — № 8. — с.36–37.

3. Граник В.Г. Натяжение арматуры на внутренние упоры с наклонной опорной поверхностью//Бетон и железобетон. — № 4. — 1996. — с.12–14.

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

С.Х.БАЙРАМУКОВ, канд. техн. наук (Карачарово-Черкесский государственный технологический институт)

Влияние ползучести бетона на образование и раскрытие трещин конструкций со смешанным армированием

Трещины в растянутой зоне нормальных сечений предварительно напряженных, в том числе и со смешанным армированием, изгибаемых элементов от внешней нагрузки не образуются, если выполняется условие

$$M_r \leq M_{crc}, \quad (1)$$

где M_r - момент от внешней нагрузки; M_{crc} - момент, воспринимаемый сечением нормальным к продольной оси элемента при образовании трещин.

В общем случае, с учетом длительных процессов усадки и ползучести бетона, момент, вызывающий появление нормальных трещин можно определить по формуле

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + \sigma_{b2}(t) W_{red} + P(e_{op} + r), \quad (2)$$

где $R_{bt,ser}$ - расчетное сопротивление бетона растяжению при расчете по второй группе предельных состояний; W_{pl} - момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна с учетом неупругих деформаций; σ_{b2} - сжимающие напряжения в бетоне на уровне крайних растянутых волокон элемента, которые нужно снять для того, чтобы довести напряжения в бетоне на уровне указанных волокон до нуля

$$\sigma_{b2}(t) = \sigma_{b,sh,2}(t) + \sigma_{b,p,2}^*(t) + \sigma_{b,d,2}^*(t); \quad (3)$$

W_{red} - момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна; r - расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны, трещиностойкость которой проверяется.

Значения $\sigma_{b,sh,2}(t)$, $\sigma_{b,p,2}^*(t)$ и $\sigma_{b,d,2}^*(t)$ определяют по формулам

$$\sigma_{b,sh,2}^*(t) = -\sigma_{s1}(t) \mu_s \left(1 \pm \frac{z_s z_b^*}{r_b^2} \right) - \sigma_{s1}' \mu_s' \left(1 \mp \frac{z_s' z_b^*}{r_b^2} \right); \quad (4)$$

$$\sigma_{b,p,2}^* = -\sigma_{sp,p}(t) \mu_s \left(1 \pm \frac{z_s z_b^*}{r_b^2} \right) - \sigma_{sp,p}' \mu_s' \left(1 \mp \frac{z_s' z_b^*}{r_b^2} \right); \quad (5)$$

$$\sigma_{b,d,2}^*(t) = -\sigma_{spd} \mu_s \left(1 \pm \frac{z_s z_b^*}{r_b^2} \right) - \sigma_{spd}' \mu_s' \left(1 \mp \frac{z_s' z_b^*}{r_b^2} \right); \quad (6)$$

Для определения напряжений от ползучести бетона $\sigma_{b,p,2}(t)$ можно воспользоваться упрощенным способом [10] вычисления указанных напряжений по формулам:

для полностью предварительно напряженных элементов

$$\sigma_{b,p}(t) = \varepsilon_o \varphi(t) E_b (1 + \alpha_{sp} \mu_{sp} \gamma); \quad (7)$$

для элементов со смешанным армированием

$$\sigma_{b,p}(t) = \varepsilon_o \varphi(t) E_b [1 + (\alpha_{sp} \mu_{sp} + \alpha_s \mu_s) \gamma]. \quad (8)$$

В формулах (7) и (8): ε_o - упруго-мгновенная деформация бетона в момент приложения внешней нагрузки.

Усилие обжатия P , изменяющееся во времени вследствие протекания ползучести и усадки, можно определить с учетом рекомендаций действующих норм. Для полностью предварительно напряженных элементов $k_p=1$, армированных несимметрично

$$P(t) = (\sigma_{sp,1} - \sigma_{sh}(t) - \sigma_{c,p}(t)) A_{sp}; \quad (9)$$

для ненапрягаемых элементов ($k_p=0$)

$$P(t) = -\sigma_{sh}(t)A_s; \quad (10)$$

для элементов со смешанным несимметричным армированием ($0 < k_p < 1$)

$$P(t) = \sigma_{sp,1}A_{sp} - (\sigma_{sh}(t) + \sigma_{cp}(t))\chi A_{sp} + A_s; \quad (11)$$

сжимающие напряжения в ненапрягаемой арматуре

$$\sigma_s(t) = \sigma_{sh}(t) + \sigma_{cp}(t). \quad (12)$$

В формулах (9)...(12): $\sigma_{sp,1}$ - предварительное напряжение в напрягаемой арматуре с учетом всех потерь кроме от усадки σ_{sh} и ползучести σ_{cp} бетона.

Из приведенных соотношений можно заключить, что от усадки бетона в ненапрягаемой арматуре появляются сжимающие напряжения и равнодействующая усилия обжатия меняет знак. Таким образом, обычная (ненапрягаемая) арматура из-за усадки бетона всегда снижает момент трещинообразования M_{crc} как в элементах со смешанным армированием ($0 < k_p < 1$), так и полностью предварительно напряженных ($k_p=1$) и ненапряженных ($k_p=0$) элементах.

Присутствие ненапрягаемой арматуры в сечении элемента с одной стороны уменьшает потери от усадки и ползучести бетона, увеличивая усилие обжатия. С другой стороны ненапрягаемая арматура воспринимает на себя часть усилия обжатия бетона и накапливает сжимающие напряжения от усадки и ползучести бетона, что способствует уменьшению величины момента образования трещин.

Следует остановиться на влиянии интервала времени между обжатием бетона и приложением внешней нагрузки на трещиностойкость железобетонных элементов. Как показывают многие исследования с увеличением этого интервала уменьшается момент трещинообразования пропорционально увеличению количества ненапрягаемой арматуры. Это можно объяснить отрицательным влиянием усадки бетона, способствующей увеличению растягивающих напряжений в бетоне.

Сопоставление опытных и расчетных по СНиП значений моментов образования трещин с различным количеством ненапрягаемой арматуры в среднем показывает удовлетворительную сходимость. В то же время нормативная методика расчета дает плохие результаты при большой выдержке во времени конструкций между обжатием и эксплуатационным нагружением. Так по данным работ [1, 7, 8] при интервале времени между обжатием и внешним нагружением более трех месяцев (100 сут.), нормы могут занижить момент трещинообразования на 20...30 % за счет переоценки усадки бетона. Это хорошо видно на примерах балок с полностью ненапрягаемой арматурой. В таблице приведено сравнение опытных моментов образования трещин с расчетными, полученными по разным методикам расчета. В расчетах использованы значения деформаций усадки и ползучести, вводимые в формулы (2) и (3) в зависимости от действительных условий изготовления, хранения и формы сечения образца, а также σ потерях предварительного напряжения.

Как видно из таблице предлагаемая методика расчета незначительно уточняет расчетные усилия. Однако отсюда видно, что при использовании соот-

Шифр балок	k_p	Момент образования трещин $M_{crc} \cdot 10^{-4}$ Нм		
		Опытный [2]	Расчетный	
			по СНиП	по предлагаемой методике
БП-I-1	0	1,13	1,14	1,05
БП-I-2		1,02	1,26	1,08
БД-I-1		0,25	0,19	0,22
БД-I-2		0,25	0,22	0,25
БП-II-1	0,33	2,97	3,24	2,85
БП-II-2		2,84	3,06	2,81
БД-II-1		2,91	2,72	2,75
БД-II-2		3,01	2,96	2,88
БП-III-1	0,67	4,27	4,19	4,22
БП-III-2		4,02	4,30	4,15
БД-III-1		4,13	3,82	3,95
БД-III-2		4,21	3,90	3,98
БП-IV-1	1,00	5,70	6,12	5,52
БП-IV-2		6,06	6,34	5,85
БД-IV-1		5,61	5,44	5,45
БД-IV-2		5,56	5,34	5,36

Примечания: 1. Принятые условные обозначения: БП - балки прямоугольного сечения; БД - балки двутаврового сечения. 2. Опытные и расчетные по СНиП значения моментов заимствованы из [2] без изменений.

ношений (2) и (3) с уточненными параметрами усадки и ползучести бетона появляются более близкие к опытным результаты. Кроме того, расчетные величины моментов практически всегда ниже опытных, т. е. образуется некоторый запас трещиностойкости при проектировании.

В производственных условиях при значительных размерах элементов это свойство расчетной методики может дать более весомые результаты, что повысит надежность эксплуатационных качеств железобетонной конструкции по трещиностойкости.

Развитие трещин во времени можно рассчитывать по формулам норм [6] или по рекомендациям [7] с учетом дополнительных напряжений от ползучести бетона. Однако, при этом длительные процессы учитываются с помощью текущих дополнительных напряжений. Поэтому необходимость в коэффициенте φ отпадает. Таким образом, максимальную ширину раскрытия трещин предлагается вычислять, используя соотношения:

либо приведенные в СНиП [6]

$$a_{crc}(t) = \delta \eta \frac{\sigma_s + \sigma_{sd}(t)}{E_{sm}} 20(3,5 - 100\mu) \sqrt{d_m}, \quad (13)$$

либо рекомендуемые в [7]

$$a_{crc}(t) = \eta \delta \lambda \frac{\sigma_s + \sigma_{sd}(t)}{E_{sm}} d_m. \quad (14)$$

При этом в формулах (13) и (14) предлагается учитывать средневзвешенные модуль упругости E_{sm} и диаметр d_m смешанной арматуры

$$E_{sm} = \frac{E_s A_s + E_{sp} A_{sp}}{A_{sp} + A_s}; \quad (15)$$

$$d_m = \frac{n_{sp} d_{sp}^2 + n_s d_s^2}{n_{sp} d_{sp} + n_s d_s}; \quad (16)$$

где n_{sp} и n_s - количество стержней (канатов) соответственно напрягаемой и ненапрягаемой арматуры диаметром d_{sp} и d_s .

Рекомендуемые формулы для средних значений, ширины раскрытия трещин, которые были приняты для сопоставления [2], дают практически одинаковые результаты.

На рисунке приведены графики изменения отношений средних значений ширины раскрытия трещин во времени t к начальной ширине раскрытия в момент приложения длительной нагрузки ($t=0$) $\bar{\eta}_{crc} = \bar{a}_{crc}(t) / \bar{a}_{crc,0}$. Для определения средних значений, результаты вычислений по формулам (13) и (14) были разделены на среднюю величину отношения $a_{crc}^{max} / \bar{a}_{crc} = 1,79$, полученную в опытах [2].

Как видно из рисунка, оба метода расчета не отражают некоторого снижения величины \bar{a}_{crc} на конечном участке ($t > 100$ сут.) наблюдения, которое имело место в опытах. Уменьшение ширины раскрытия трещин при действии длительной постоянной нагрузки многими исследователями [3, 4, 9] объясняется их самозалечиванием, связанным с усилением степени гидратации цемента, ранее непрореагировавшего, под напряжением. Это явление усиливается дополнительным доступом влаги в результате образования трещин.

Несмотря на некоторые погрешности в описании во времени процесса развития трещин по ширине (см. рис.) и, учитывая повышенную изменчивость ширины раскрытия трещин [1], результаты расчета по предлагаемой методике можно считать удовлетворительными.

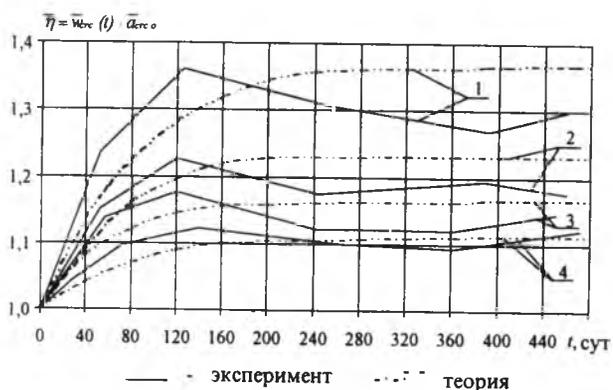
Таким образом основными причинами увеличения прогибов при длительном нагружении являются

ползучесть бетона сжатой зоны и прогрессирующее развитие трещин (увеличение их количества и ширины раскрытия) в бетоне растянутой зоны. Увеличение прогибов вызывается также усадкой бетона и ползучестью сдвига арматуры. Армирование сжатой зоны уменьшает ползучесть бетона и, в связи с этим, уменьшает рост во времени прогибов изгибаемых элементов.

Наличие ненапрягаемой арматуры в растянутой зоне оказывает двоякое воздействие на изменение прогибов во времени. С одной стороны, ненапрягаемая арматура сдерживает деформации ползучести и способствует уменьшению прогибов. С другой стороны, наличие такой арматуры приводит к увеличению высоты трещин, что увеличивает прогибы элемента. Для того, чтобы получить положительный эффект от присутствия ненапрягаемой арматуры необходимо провести исследования по определению оптимального количества ненапрягаемой арматуры в элементах со смешанным армированием.

Библиографический список

1. Байрамуков С. Х. Оценка надежности железобетонных конструкций со смешанным армированием. М.: Academia, 1998. - 168 с.
2. Головин Н. Г. Трещиностойкость и деформативность изгибаемых элементов при смешанном армировании. Диссертация канд. техн. наук. - М.: МИСИ, 1978 - 178 с.
3. Грушко И. М., Ильин А. Г., Ращевский С. Т. Прочность бетона на растяжение. Харьков.: Изд-во ХГУ, 1973. - 155 с.
4. Застава М. М. Расчет железобетонных элементов при случайной переменной нагрузке с учетом изменчивости физико-механических характеристик бетона и арматуры. Дис... доктора техн. наук. - Одесса, 1991-372с.
5. Изменение № 1 к СНиП 2.03.01 - 84* // Будівництво України. - 1995 - № 6, 1996 - № 1, 1996 - № 3 - С. 11 - IV.
6. СНиП 2.03.01 - 84* Бетонные и железобетонные конструкции /Госстрой СССР. - М.: ЦИТП, 1989.- 79с.
7. Стасюк М. И. Исследование влияния ненапрягаемой арматуры на работу предварительно напряженных железобетонных изгибаемых элементов при однократном и повторном приложении нагрузки. Диссертация канд. техн. наук. Львов, 1975. - 215 с.
8. Стасюк М., Шпак М. Трещиностойкость частично предварительно напряженных железобетонных конструкций //Problemy naukowo-badawcze budownictwa. Konstrukcje betonowe. Том 3, Krynica, 1993. - S. 201-207.
9. Ширяева Д. А. Исследование самозалечивания трещин в бетоне //Труды координационных совещаний по гидротехнике. - Л.: Энергия, 1976. - Вып. 112.- С. 55-59.
10. Shpak M., Stasuk M. On the Influence of Creep in Concrete on Crack Resistance in Partially Prestressed Concrete Structures //Problemy naukowo-badawcze budownictwa. Konstrukcje betonowe. Том 5. Kraków-Krynica, 1995. - S. 189 - 196.



Изменение отношения средних значений ширины раскрытия трещин во времени в зоне чистого изгиба балок двутаврового сечения при длительном действии нагрузки

1, 2, 3, 4 — балки соответственно серий I ($k_p=0$); II ($k_p=0,33$); III ($k_p=0,67$); IV ($k_p=1,0$)

Расчет прочности заглубленного в грунт железобетонного кольца на действие волны сжатия

Технические требования к месту расположения подземного объекта могут вызвать необходимость расположения основного объёма или входных галерей подземного сооружения в нескальных горных породах. В этом случае необходимая прочность конструкций достигается увеличением глубины заложения H сооружения и устройством железобетонной конструкции, обладающей высокой несущей способностью.

Обделки подземных сооружений в нескальных горных породах имеют различное конструктивное решение. Наибольшее распространение получили обделки кругового и, так называемого, практического очертания с расчётным плоским лотком [4].

Применение обделок круглой формы (рис.1) во многих случаях объясняется возможностью их возведения современным щитовым способом и высокой несущей способностью при действии динамической нагрузки от волны сжатия.

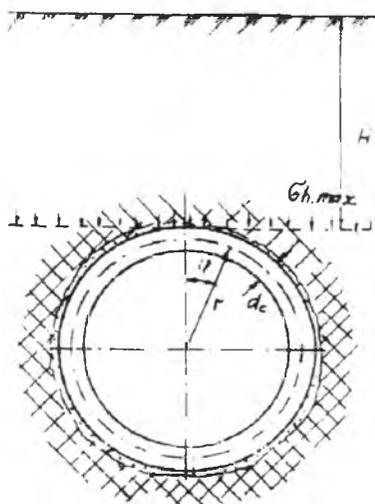


Рис. 1. Схема расположения кольцевой конструкции в грунте

В ряде случаев при расчёте таких конструкций учитывают не только статические нагрузки, но и динамические от сейсмозрывных волн. Статический расчёт рассматриваемых конструкций в достаточной степени разработан [5].

Исследование деформаций кольцевых обделок показывает [3], что при динамическом расчёте жёстких колец, расположенных в слабых породах, грунт можно считать лишь передатчиком давления. При расчёте гибких колец даже в случае их расположения в нескальных горных породах, грунтовую среду необходимо

учитывать как передатчика давления и как среду, облегчающую работу конструкции.

При расчётах в стадии проектного задания, железобетонную круглую обделку подземного сооружения можно рассчитывать без учёта изменения динамической нагрузки от волны сжатия вследствие податливости преграды.

Примем законы изменения динамической нагрузки по периметру кольца согласно рис.2.

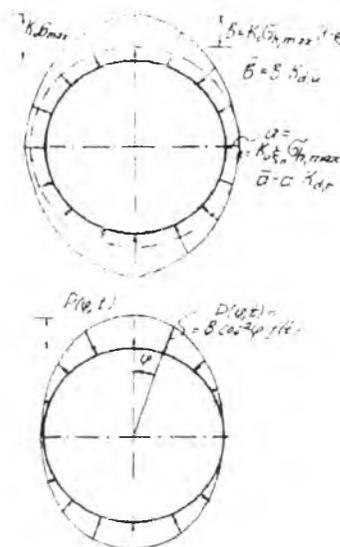


Рис. 2. Распределение динамической нагрузки по периметру кольца

Наиболее характерные закономерности изменения нагрузки от волны сжатия мощных взрывов во времени представлены на рис.3.

В работе [3] на основе исследования деформаций кольцевой обделки при действии динамической нагрузки от волны сжатия сделан вывод, что при действии нагрузки, изменяющейся во времени согласно рис.3а, динамический расчёт рассматриваемой конструкции может быть произведён как системы с одной степенью свободы на квазистатические, так называемые, эквивалентные нагрузки.

При этом различают (рис.2) радиальную равномерно распределённую нагрузку

$$\bar{a} = a \cdot K_{dr} \quad (1)$$

и неравномерно распределённую с максимальной ординатой.

$$\bar{b} = b \cdot K_{du}; \quad (2)$$

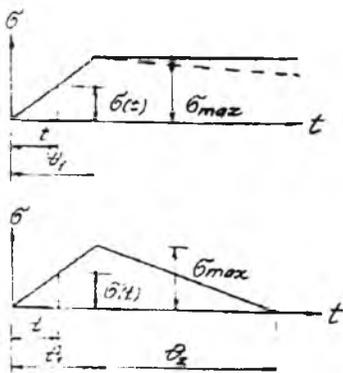


Рис. 3. Возможные закономерности изменения динамической нагрузки во времени на кольцевую конструкцию

В формулах (1) и (2):

$$a = K_0 \xi_0 \sigma_{h,max}; \quad (3)$$

$$b = K_0 (1 - \xi_0) \sigma_{h,max}; \quad (4)$$

$$K_0 = 2 / (1 + a_{0,1} \rho_0 / a_{0,b} \rho_b); \quad (5)$$

$K_{d,r}, K_{d,u}$ – коэффициенты динамичности, соответственно при радиальных и изгибных колебаниях;

$\rho_0, a_{0,1}, \xi_0$ – соответственно плотность, скорость распространения упругопластических деформаций и коэффициент бокового давления грунта;

$\rho_b, a_{0,b}$ – соответственно плотность и скорость распространения упругих деформаций бетона;

$\sigma_{h,max}$ – максимальная ордината давления в волне сжатия на глубине H , которая определяется согласно [6].

Коэффициент динамичности при радиальных колебаниях кольцевой обделки определяется по формуле (6) и (7) в зависимости от параметра ω, θ_1 :

при $\omega, \theta_1 \leq \pi$

$$K_{d,r} = [1 + |\sin \omega, \theta_1 / 2|] / (\omega, \theta_1 / 2); \quad (6)$$

при $\omega, \theta_1 > \pi$

$$K_{d,r} = 1 + 2 / \omega, \theta_1. \quad (7)$$

где θ_1 – время нарастания давления в волне сжатия от нуля до максимального значения;

ω_r – частота собственных радиальных колебаний обделки, c^{-1} , равная

$$\omega_r = (E_b A_b / m_c r^2 + K b / m_b)^{0.5} \quad (8)$$

В формуле (8) обозначено:

E_b – модуль упругости бетона, МПа (кгс/см²);

A_b, r_{cp}, m_c – соответственно площадь поперечного сечения, м²(см²), средний радиус, м(см), и масса единицы длины конструкции, кг/м(кгс·с²/см²);

B – единичная ширина обделки вдоль продольной оси выработки, м(см);

K – коэффициент жёсткости породы, для железобетонной обделки кругового очертания равный [7]

$$K = E_0 / (1 + \mu_0) r + E_c d_c / r_{cp}^2, \quad (9)$$

где E_0, μ_0 – соответственно модуль деформации, МПа (кгс/см²) и коэффициент Пуассона грунта, примыкающего к обделке;

d_c – толщина обделки.

Коэффициент динамичности при изгибных колебаниях кольцевой обделки $K_{d,u}$ определяется в зависимости от случая расчёта. При динамическом расчёте кольцевой обделки без учёта изменения динамической нагрузки вследствие податливости преграды этот коэффициент определяется по формуле:

$$K_{d,u} = 1 + (1 / \theta_1 \Psi_n) [\sin \Psi_n (t_m + \theta_1) - \sin \Psi_n t_m], \quad (10)$$

где Ψ_n – круговая частота изгибных колебаний рассматриваемой конструкции определяется согласно (4) работы [1]. В этой формуле:

$n=2$ – при основном тоне изгибных колебаний, принимаемом в квазистатическом расчёте;

$$A_n = r_{cp}^4 / (n^2 i)^2 E_b J \quad (11)$$

J_b – момент инерции сечения обделки.

При расчёте конструкции без образования трещин принимается момент инерции приведённого сечения. Если расчёт ведётся с учётом раскрытия трещин в растянутой зоне, то

$$J = 0.8 E_s A_s (d_0 - x) (d_0 - 0.5x). \quad (12)$$

Здесь:

E_s – модуль упругости арматуры, МПа(кгс/см²);

A_s – площадь сечения арматуры, м²(см²);

d_0 – рабочая высота сечения обделки, м(см);

x – высота сжатой зоны бетона, м(см), при одиночном армировании, равная

$$x = \alpha d_0; \quad (13)$$

$$\alpha = \mu R_{b,d} / R_{s,d}; \quad (14)$$

$$\mu = A_s / b d_0; \quad (15)$$

$R_{b,d}$ – динамическая прочность бетона, МПа(кгс/см²), равная

$$R_{b,d} = K_{b,d} R_b, \quad (16)$$

$K_{b,d}$ – коэффициент динамического упрочнения бетона (при приближенных расчётах принимается равным 1,2).

Время, с, достижения максимального перемещения.

$$t_m = (1/\Psi_n) \arctg[(1 - \cos \Psi_n \theta_1) / (\sin \Psi_n \theta_1)]. \quad (17)$$

При $t_m \geq \theta_1$ полученное согласно (17) значение подставляется в (10) для определения коэффициента динамичности при изгибных колебаниях. В противном случае величину t_m вычисляют по формуле:

$$t_m = [\bar{n} \pi \arctg(1 - \cos \Psi_n \theta_1 / \sin \Psi_n \theta_1)] / \Psi_n, \quad (18)$$

где \bar{n} – следует придавать последовательные значения $\bar{n} = 1, 2, 3, \dots$, до тех пор, пока не будет выполнено условие $t_m \geq \theta_1$.

При расчёте с учётом изменения динамической нагрузки вследствие податливости кольца расчётные формулы существенно усложняются. При этом динамические перемещения расчётных сечений конструкций, а следовательно, и внутренние усилия уменьшаются до 15 % [3].

Динамическая нагрузка $\sigma_{h,max}$ от волны сжатия может воздействовать под произвольным углом к вертикальной оси конструкции. Для расчёта обделки кругового очертания эта нагрузка разлагается на вертикальную $\sigma_{h,max}^v$ и горизонтальную $\sigma_{h,max}^g$ составляющие.

Расчётные формулы для определения внутренних усилий в произвольном сечении кольца φ от эквивалентных нагрузок (рис.2) найдены по методу С.С.Давыдова [5]:

Загружение 1

$$\begin{aligned} M_{\kappa_{\bar{n}}} &= 0; \\ N_{\kappa_{\bar{n}}} &= \bar{a} r; \\ Q_{\kappa_{\bar{n}}} &= 0. \end{aligned} \quad (19)$$

Загружение 2

$$M_{\kappa_{\bar{n}}} = \bar{b} r^2 (0.47 - \sin^2 \varphi + 0.33 \sin^4 \varphi - 0.25 \cos^4 \varphi); \quad (20)$$

$$N_{\kappa_{\bar{n}}} = \bar{b} r (\sin^2 \varphi - 0.33 \sin^4 \varphi);$$

$$Q_{\kappa_{\bar{n}}} = \bar{b} r (\sin \varphi \cos \varphi - 0.33 \sin^3 \varphi \cos \varphi).$$

Загружение 3

$$M_{e_2} = (e_2^l r^2 / 96) (21 - 48 \cos^2 \varphi + 8 \cos^4 \varphi); \quad (21)$$

$$N_{e_2} = (e_2^l r / 3) (3 \cos^2 \varphi - \cos^4 \varphi);$$

$$Q_{e_2} = (e_2^l r / 3) (\cos^3 \varphi - 3 \cos \varphi) \sin \varphi.$$

При расчёте на эквивалентные нагрузки угол φ в формулах (19)...(21) в правой части обделки принимает значения:

$$\varphi_1 = 0; \quad \varphi_{i+1} = \varphi_i + 30^\circ; \quad i = 1, 2, \dots, 6.$$

Усилия в левой части конструкции получают по закону симметрии. При расчёте на ЭВМ значения угла φ удобно принимать в радианах.

Результирующие значения усилий получают путём суммирования значений M, N, Q , полученных расчётом на статические загрузки [5] и на эквивалентные нагрузки от волны сжатия, (19)...(21).

Ниже приводятся результаты определения внутренних усилий от эквивалентных нагрузок в бетонной обделке со средним радиусом 3,25 м и толщиной 0,5 м, расположенной на глубине 35 м.

Были приняты следующие исходные данные:

параметры волны

$$\sigma_{h,max} = 0,2 \text{ МПа}; \quad \theta_1 = 0,042 \text{ с};$$

характеристики бетонной обделки

$$r_{cp} = 3,25 \text{ м}; \quad d_c = 0,50 \text{ м};$$

$$\rho = 2500 \text{ кг/м}^3;$$

$$m_c = 1250 \text{ кг/м}; \quad J = 0,104 \text{ м}^4;$$

$$E_b = 3 \cdot 10^4 \text{ МПа}; \quad a_{0,b} = 4000 \text{ м/с};$$

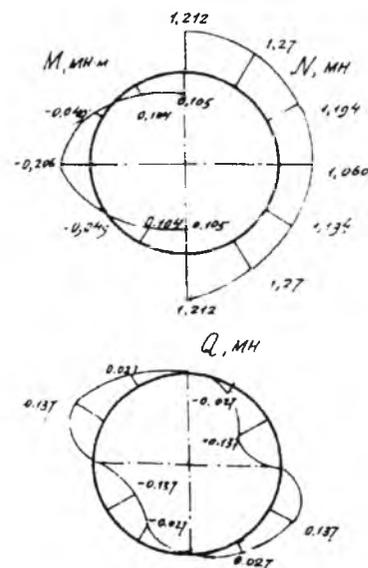


Рис. 4. Эпюры внутренних усилий от эквивалентных статических нагрузок

характеристики грунта

$$\rho_0 = 1700 \text{ кг/м}^3; \quad E_0 = 28 \text{ МПа};$$

$$\mu_0 = 0,33; \quad \xi_0 = 0,5;$$

$$a_{0,1} = 400 \text{ м/с}.$$

Эпюры внутренних усилий M , N , Q , полученные в результате расчёта, приведены на рис.4.

Библиографический список

1. Бакиров Р.О. Собственные колебания подземных конструкций кругового очертания. // Промышленное и гражданское строительство. - 1996 - №9 - С.36.

2. Бакиров Р.О. Вынужденные колебания подземной конструкции кругового очертания. // Промышленное и гражданское строительство. - 1996 - №11 - С.13.

3. Бакиров Р.О. Исследование деформаций кольцевой обделки при действии динамической нагрузки от волны сжатия. // Известия высших учебных заведений. Строительство. - 1996 - №9 - С.10...12.

4. Бакиров Р.О. Матричный метод статистического расчёта обделок практического очертания на ЭВМ. // Вестник отделений строительных наук. РААСН. - 1999 - Выпуск 2. - С.32...36.

5. Давыдов С.С. Расчёт круглых обделок подземных сооружений. // Вестник №58.- М., ВИА, 1950, - 35с.

6. Давыдов С.С. Динамические воздействия средств, уплотняющих грунт на подземные конструкции городского хозяйства. // Труды МИИТа. - М., 1973. - Вып.427. - С.17...28.

7. Кандыба Н.А. Подземные сооружения. Общая часть. Л.: ВВИТКУ. 1965. - 440с.

8. Указания по проектированию убежищ гражданской обороны. СН-405-70.- М.: ГСИ, 1970. - 57с.

В ПОМОЩЬ СТРОИТЕЛЬНЫМ ЛАБОРАТОРИЯМ

А.И.САГАЙДАК, канд.техн. наук (НИИЖБ)

Использование метода акустической эмиссии для контроля прочности бетона

Одним из перспективных методов, позволяющих выполнить неразрушающий контроль прочности бетонов, является метод акустической эмиссии. Сущность данного метода состоит в регистрации акустических волн, вызванных локальной перестройкой внутренней структуры бетонов при их твердении, или силовых и иных воздействиях на бетон и соответствующей обработкой и интерпретацией параметров этих волн относительно исследуемых эффектов или характеристик материала.

Анализ выполненных теоретических и экспериментальных работ показал, что этим методом возможно контролировать прочность бетона конструкций, а также контролировать нарастание прочности бетона в процессе его твердения. Однако практическое использование метода акустической эмиссии для целей неразрушающего контроля прочности бетонов в раннем возрасте сдерживается недостаточностью изученности влияния на параметры сигналов акустической эмиссии химико-физических процессов, происходящих в структуре бетона, отсутствием данных о влиянии вида бетонов и их составов на процессы выделения сигналов акустической эмиссии.

В НИИЖБе был проведен ряд экспериментальных исследований, ставивших своей целью дальнейшее изучение и совершенствование методов контроля прочности бетонов в раннем возрасте с использованием метода акустической эмиссии.

Исследования проводились на образцах, изготовленных из тяжелого бетона класса по прочности на сжатие В15, В20, В40, В50, легкого бетона класса В7,5 и В12,5. Всего было изготовлено и испытано шесть серий образцов. Каждая серия состояла не менее чем из 40 образцов, изготовленных в виде кубов размером 150x150 мм. Твердение образцов происходило в естественных условиях при положительной температуре наружного воздуха.

Методика исследований заключалась в следующем. Бетонную смесь укладывали в металлические формы и уплотняли на вибростоле. В бетонную смесь помещался глубинный волновод, к которому крепился датчик. После этого производилась регистрация сигналов акустической эмиссии. Как правило, регистрация сигналов начинали через 5...7 мин после уплотнения бетонной смеси.

Регистрация, обработка и анализ сигналов акустической эмиссии осуществлялась специализированным приборным комплексом на базе акустико-эмиссионного прибора АФ-15. В состав комплекса, кроме этого прибора, входили анализатор спектра, запоминающий осциллограф, цифровая печать, двухкоординатный самописец.

Прибор позволял регистрировать параметры сигналов акустической эмиссии в виде активности (\bar{N}), скорости счета (N) и амплитуды сигналов (A). Возможности прибора были расширены за счет подключения за-

поминающего осциллографа и анализатора спектра сигналов. Запоминающий осциллограф использовался для наблюдения за формой и амплитудой сигналов. Для изучения спектральной плотности регистрируемых сигналов использовался анализатор спектра. Получаемая с АФ-15 информация в виде параметров сигналов акустической эмиссии выводилась через каждые 30 с на ленту цифрпечати. Впоследствии эту информацию вручную вводили в персональный компьютер и обрабатывали при помощи специализированных программ. Двухкоординатный самописец использовался для получения информации в аналоговой форме.

Параметры сигналов акустической эмиссии регистрировали по 6...8 ч при твердении бетонов в первые сутки и по 5...6 ч в последующие. Сигналы акустической эмиссии регистрировали в 1, 2, 3, 5, 7, 14 и 28 суток после приготовления бетонных смесей.

Для установления корреляционной связи параметров сигналов с кубиковой прочностью бетона производили механические испытания кубов-близнецов на прессе в те же временные интервалы, в которые делали замеры величины акустической эмиссии.

Проведенные испытания показали, что процессы твердения бетонов сопровождаются акустико-эмиссионным излучением.

Анализ полученных временных зависимостей параметров сигналов $\bar{N}(t)$ показал, что в тяжелых и легких бетонах при их твердении акустическая эмиссия наиболее интенсивно наблюдается в первые 5...8 ч после приготовления бетонной смеси. С течением времени интенсивность выделения сигналов снижается. После 3 сут твердения интервалы между сигналами увеличиваются. В выборках $\bar{N}(t)$ наблюдаются одиночные сигналы акустической эмиссии. Как правило, амплитуда этих сигналов выше, чем у сигналов, наблюдаемых в начальный период.

При твердении бетонов повышенной прочности (бетоны класса В50) характер выделения сигналов несколько меняется. Наиболее интенсивно акустическая эмиссия начинает проявляться на вторые или начало третьих суток после приготовления бетонной смеси.

Для всех типов бетонов завершение интенсивного этапа набора прочности совпадает с уменьшением активности акустической эмиссии.

Полученные временные зависимости параметров сигналов $\bar{N}(t)$, $N(t)$, $A(t)$ обрабатывались в соответствии с разработанной нами методикой, в основу которой был положен принцип анализа временных рядов. При этом предполагалось, что последовательность контролируемых параметров $\bar{N}(t)$, $N(t)$, $A(t)$ носит случайный (вероятностный) характер, и для их анализа был применен статистический подход.

Методика статистического анализа включала в себя обработку временных зависимостей параметров сигналов акустической эмиссии и выбора наиболее информативных статистических параметров $N_{\text{стат}}$. Для статистических параметров $N_{\text{стат}}$ был принят определенный набор статистик временного ряда как "классического", так и эвристического характера. Полученные статистические параметры $N_{\text{стат}}$ сравнивались с кубиковой прочностью образцов-близнецов.

Проведенные исследования показали наличие тесной связи между относительным изменением прочности бетонов $\Delta R/R$ и статистическими параметрами акустической эмиссии $N_{\text{стат}}$ на основе построения регрессионных моделей. Методами математического моделирования были найдены оптимальные регрессионные зависимости между $\Delta R/R(t)$ и $N_{\text{стат}}$. Наиболее оптимальной оказалась линейная регрессионная модель. Коэффициент корреляции между $\Delta R/R(t)$ и $N_{\text{стат}}$ составлял 0,6...0,9. Анализ полученных регрессионных моделей показал, что чем выше прочность бетона в проектном возрасте, тем больше погрешность определения по статистическим параметрам относительной прочности бетона $\Delta R/R(t)$.

В процессе обработки временных рядов параметров сигналов акустической эмиссии $\bar{N}(t)$, $N(t)$, $A(t)$ были определены статистические параметры сигналов $N_{\text{стат}}$, наиболее тесно коррелирующих с кубиковой прочностью бетона $R_{\text{куб}}$ при твердении образцов в первые 14 сут. При этом наиболее информативным статистическим параметром $N_{\text{стат}}$ была средняя активность акустической эмиссии $N_{\text{сред}}$.

Анализ проведенных исследований показал, что при помощи метода акустической эмиссии возможно контролировать нарастание прочности бетона в процессе его твердения. При этом точность этого контроля зависит от типа бетона и его класса в проектном возрасте. С увеличением класса бетона по прочности на сжатие погрешность контроля нарастания прочности бетона методом акустической эмиссии возрастает.

Нами предполагалось, что информация, получаемая методом акустической эмиссии при твердении бетонов в ранние сроки, отражает характер его будущей структуры. Проведенные исследования на тяжелых бетонах подтвердили это предположение. Было установлено, что при помощи метода акустической эмиссии возможно прогнозировать прочность бетонов в проектном возрасте.

Методами математического моделирования определялась оптимальная аппроксимационная зависимость между прочностью бетона R_{28} и статистическими параметрами $N_{\text{стат}}$. Наиболее адекватной оказалась линейная регрессионная модель типа $R_{28} = A + B \cdot N_{\text{стат}}$. В качестве статистических параметров $N_{\text{стат}}$ использовалась средняя активность $N_{\text{сред}}$ за интервал времени Δt .

Было установлено, что от длины интервала Δt зависит точность прогноза прочности бетона. Как показали результаты исследования, наиболее оптимальным временной интервал $\Delta t = 6$ ч, в течение которого регистрируют акустическую эмиссию, и по которому производят прогноз прочности бетона в проектном возрасте. При превышении (уменьшении) этого интервала точность прогноза прочности бетона по статистическим параметрам $N_{\text{стат}}$ уменьшается.

Таким образом, использование метода акустической эмиссии позволяет с достаточно высокой точностью контролировать нарастание прочности бетона в монолитных конструкциях, а также осуществлять прогноз прочности бетона в проектном возрасте.

К.А.ПИРАДОВ, д-р техн. наук (НИИЖБ, Московский государственный открытый университет)

Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям методами механики разрушения

Расчет по наклонным сечениям, принятый в действующих нормах [1], является одним из наиболее «уязвимых» мест в теории сопротивления железобетона. Он имеет эмпирическую основу, что связано, как указывал В.И.Мурашев, с отсутствием теории прочности бетона. Здесь приводится расчет наклонных сечений по прочности и по раскрытию трещин, причем обе эти части расчета базируются на единые предпосылки и полностью взаимосвязаны и взаимосвязаны.

Рассмотрим припорный участок изгибаемого элемента (рис.1), в котором на предельной стадии деформирования образовалась сдвиго-отрывная трещина, наклонная к продольной оси элемента (рис.2). Поперечной силе в сечении сопротивляются: бетон в сжатой части сечения в зоне над трещиной, работающий по схеме поперечного сдвига; по той же схеме работающая продольная арматура; поперечная арматура, в вершинах дефектов структуры которой возникают деформации нормального отрыва и, нако-

нец, отогнутые стержни, в вершинах дефектов которых возникают как отрывные, так и сдвиговые деформации. Трещина, наклонная к продольной оси элемента, является комбинацией трещин отрыва и сдвига, причем движение наклонной трещины вверх является результатом нормального отрыва, а отклонение от вертикали – поперечного сдвига. На рис.2

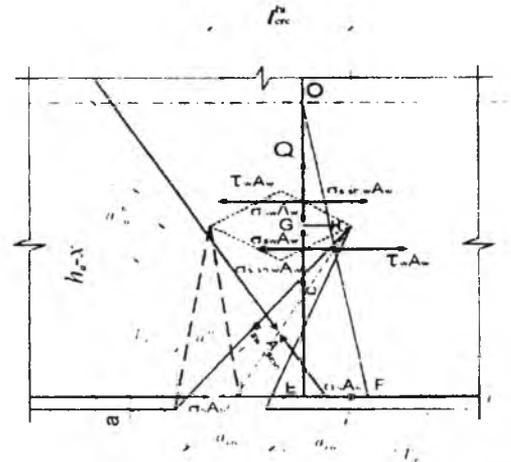


Рис. 2. Трещина, наклонная к оси элемента

показаны пунктиром отрывная v_i и сдвиговая h_i составляющие наклонной трещины, обозначенной индексом i . Тогда длина наклонной трещины l_{crc}^i

$$l_{crc}^i = \sqrt{(l_{crc}^{vi})^2 + (l_{crc}^{hi})^2}, (1)$$

а ширина ее раскрытия a_{crc}^i

$$a_{crc}^i = a_{crc}^{vi} + a_{crc}^{hi} - a_{crc}^{ii}, (2)$$

где наличие в (2) параметра a_{crc}^{ii} объясняется сдерживающим влиянием отогнутых стержней на раскрытие

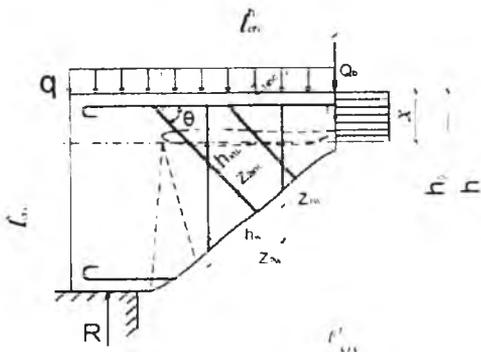


Рис. 1. К расчету изгибаемого элемента по несущей способности

наклонной трещины. Их наличие приводит к уменьшению первоначально рассчитанного раскрытия трещины $a_{crc}^{vi} + a_{crc}^{hi}$ на величину

$$a_{crc}^{ii} = \frac{2\pi}{bE_b} \sigma_{sw} A_{s,inc} \ln \frac{(l_{crc}^i)^2 - \sqrt{(l_{crc}^i)^2 - a_{inc}^2}}{(l_{crc}^i)^2 + \sqrt{(l_{crc}^i)^2 - a_{inc}^2}}, \quad (3)$$

где σ_{sw} – напряжение в поперечной арматуре; $A_{s,inc}$ – площадь сечения отогнутых стержней; b – ширина элемента; E_b – модуль упругости бетона; a_{inc} – расстояние до отогнутого стержня по линии развития наклонной трещины.

Величины l_{crc}^i , l_{crc}^{ii} , a_{crc}^{vi} и a_{crc}^{hi} определяются как для обычных трещин отрыва и сдвига по методике, приведенной в [2]. Количество хомутов и отогнутых стержней составит в наклонном сечении l_{crc}^{hi}/h_w и l_{crc}^{hi}/h_{inc} . Тогда

$$Q = \frac{K_{IIc}}{k_{pr}} b(h - l_{crc}^{vi}) + \frac{K_{IIc}^{st}}{\pi\sqrt{d}} A_s' + \frac{K_{IIc}^{st}}{\pi\sqrt{d}} A_s + \sum_1 \frac{l_{crc}^{hi}/h_w}{\sqrt{d_w}} 4K_{Ic}^{st,w} A_w + \sum_1 \frac{l_{crc}^{hi}/h_{inc}}{\sqrt{d_{inc}}} 4(K_{Ic}^{st,inc} + K_{IIc}^{st,inc}) A_{inc} \sin\theta, \quad (4)$$

где θ – угол наклона отогнутых стержней; индекс «w» относится к хомутам, «inc» – к отогнутым стержням, «s'» – к сжатой продольной арматуре; «s» – к растянутой продольной арматуре; A – площадь сечения, d – диаметр арматурного стержня, h – высота сечения элемента,

$$k_{pr} = \sqrt{l_{bg} / \pi^3}, l_{bg} = 1м.$$

Инвариантные константы механики разрушения K_{Ic} и K_{IIc} – критические коэффициенты напряжений (без индекса – бетона, st – интенсивности арматурной стали). Предельный момент, воспринимаемый наклонным сечением, определяется по:

$$M = \frac{4K_{Ic}^{st'}}{\pi\sqrt{d'}} A_s' (x/2 - a') + \sum_{m=1}^{l_{crc}^{hi}/h_w} \frac{4K_{Ic}^{st,w}}{\sqrt{d_w}} A_w z_{mw} + \sum_{j=1}^{l_{crc}^{hi}/h_{inc}} \frac{4\sqrt{(K_{Ic}^{st,inc})^2 + (K_{IIc}^{st,inc})^2}}{\sqrt{d_{inc}}} A_{inc} z_{j,inc} + \frac{4K_{Ic}^{st}}{\sqrt{d}} A_s (h_0 - \frac{x}{2}), \quad (5)$$

где z_w и z_{inc} показаны на рис. 1.

Высоту сжатой зоны X найдем из:

$$\frac{4K_{Ic}^{st'}}{\pi\sqrt{d'}} A_s' + \frac{K_{IIc}}{2k_{pr}} bx = \frac{4K_{Ic}^{st}}{\sqrt{d}} A_s + \frac{4\sqrt{(K_{Ic}^{st,inc})^2 + (K_{IIc}^{st,inc})^2}}{\sqrt{d_{inc}}} A_{inc} \cos\theta. \quad (6)$$

Библиографический список

1. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. — М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. — 84 с.
2. Пирадов К.А., Гузеев Е.А. Механика разрушения железобетона — М.: Новый век, 1998. — 190 с.

Метод гладко сопряженных элементов в расчете строительных конструкций

В настоящее время накоплен большой опыт использования различных численных методов для расчета строительных конструкций. Изучены их достоинства и недостатки. Учитывая сложность и неоднородность конструкций, наибольшее распространение получил метод конечных элементов (МКЭ), поскольку он обладает наибольшей гибкостью и универсальностью. Наряду с неоспоримыми достоинствами этот метод имеет ряд недостатков, связанных с особенностями аппроксимации искомых функций в пределах элементов и со способом сопряжения элементов между собой. Пожалуй, наиболее серьезным недостатком МКЭ является то, что в общем случае, при переходе через границу элемента, производные искомой функции в направлении ортогональном границе, имеют разрывы, сама же искомая функция в этих местах имеет изломы, а в некоторых видах элементов - разрывы. Это является одним из основных источников погрешностей метода конечных элементов. Применяемые в настоящее время способы устранения этого недостатка (введение дополнительных степеней свободы, выбор особых функций формы, использование обобщенных функционалов), не являются универсальными и имеют множество ограничений.

Избежать указанного недостатка, сохранив гибкость и универсальность метода конечных элементов, позволяет предлагаемый численный метод - метод гладко сопряженных элементов (МГСЭ).

Как следует из названия, данный метод позволяет избежать не только разрывов в искомой функции при переходе через границу элемента, но и получить сопряжение между отдельными элементами заданного порядка гладкости. Область применения предлагаемого метода гораздо шире, чем только расчет строительных конструкций. Так же как и МКЭ, предлагаемый метод позволяет решать системы дифференциальных уравнений вместе с граничными и начальными условиями и, следовательно, рассчитывать любые объекты, свойства которых описываются такими уравнениями.

Суть предлагаемого метода состоит в следующем. Рассчитываемая конструкция разбивается на отдельные элементы. В пределах каждого элемента искомая функция аппроксимируется линейной комбинацией базисных функций. При этом коэффициенты, стоящие при членах линейной комбинации, являются вначале неопределенными. После этого задаются условия

сопряжения между отдельными элементами, а также между элементами, находящимися на внешних границах рассчитываемого объекта и функциями, выражающими граничные условия или условия на поверхности. Условия сопряжения записываются не в отдельных точках, а по всем внешним и внутренним границам целиком. Эти условия должны отражать требуемый порядок гладкости сопряжения. После этого линейные комбинации аппроксимирующих функций с неопределенными коэффициентами подставляются в условия сопряжения и на основании полученных выражений записывается суммарная функция невязки по всем границам (внешним и внутренним). После этого записываются условия минимума невязочной функции, как функции от неопределенных коэффициентов линейных комбинаций. Это приводит к системе алгебраических уравнений относительно величин неопределенных коэффициентов. В том случае, когда рассчитываемый объект описывается линейными дифференциальными уравнениями (в обычных или частных производных), система разрешающих алгебраических уравнений будет линейной. После решения этой системы коэффициенты, входящие в линейные комбинации, становятся определенными и задача является решенной.

Расчет конструкций с помощью предлагаемого метода имеет следующие важные отличия от метода конечных элементов. Аппроксимирующая функция в МГСЭ имеет более высокий порядок. Причем для многих задач в упругой постановке (например, для задач расчета стержневых систем, для расчета пластинок, в том числе анизотропных, для плоской и пространственной задач теории упругости) в качестве аппроксимирующих функций можно принять набор точных частных решений дифференциальных уравнений, которыми описывается конструкция. Это дает наиболее точную аппроксимацию искомой функции в пределах отдельных элементов и позволяет получить наиболее точное решение задачи (в МКЭ такая аппроксимация часто будет приводить к разрывам искомой функции при переходе через границу элемента и потому будет неудачной).

Как было сказано раньше, решение, получаемое МГСЭ, оказывается гладким с заранее заданным порядком гладкости. Это позволяет при исследовании различных свойств решения использовать обычные методы математического анализа, т.е. обычным способом выполнять

интегрирование, дифференцирование, поиск экстремумов, вычисление пределов и т.п.

Еще одной интересной и полезной особенностью МГСЭ является то, что в отличие от МКЭ стыковка элементов разных размерностей (например, трехмерный массив и пластинка) или располагающихся в разных измерениях (например, две пластинки в разных плоскостях) выполняется не в отдельных точках и не в заранее определенных местах, а вообще в произвольном месте. Это чрезвычайно удобно при составлении расчетных схем, а также при изменениях ранее разработанных расчетных схем.

При расчете железобетонных конструкций МГСЭ обладает следующими достоинствами, помимо вышеперечисленных. Он позволяет чрезвычайно точно описать совместную работу бетона и арматуры в железобетонных конструкциях. Данный метод также открывает новые возможности при решении задач, связанных с ползучестью бетона, так как позволяет отказаться от пошагового нагружения с итерациями на каждом шаге.

Проиллюстрируем основные положения расчета МГСЭ на примере тонкой прямоугольной упругой пластинки, жестко защемленной по контуру и нагруженной равномерно распределенной нагрузкой. Длины сторон пластинки $l_x=40\text{см}$, $l_y=20\text{см}$, толщина 1 мм; модуль упругости $E=2.1 \cdot 10^6$ кгс/см²; коэффициент Пуассона $\nu=0.25$; равномерно распределенная нагрузка $q=0.1$ кгс/см². Пластина разбивается на элементы по 4 вдоль каждой стороны (16 элементов).

Каждый элемент описывается известным уравнением

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{q}{D} \quad (1)$$

Для каждого элемента общее решение задачи представим в виде суммы частного решения уравнения (1) и общего решения соответствующего однородного бигармонического уравнения

$$w = w_{\text{ч.р.}} + w_{\text{о.о.}} \quad (2)$$

Частное решение уравнения (1) можно записать точно в виде

$$w_{\text{ч.р.}} = qx^2y^2/8D \quad (3)$$

Общее решение однородного бигармонического уравнения запишем приближенно. Это решение удобно записать в виде линейной комбинации с неопределенными коэффициентами точных частных решений такого уравнения. Частные решения бигармонического

уравнения удобно принять в виде многочленов. Алгоритмы получения таких многочленов описаны в математической литературе и поэтому здесь не рассматриваются. Получаются такие бигармонические многочлены достаточно просто - путем подстановки обычных многочленов от двух переменных с неопределенными коэффициентами в бигармоническое уравнение, после чего получаются зависимости между отдельными коэффициентами, при выполнении которых многочлен становится бигармоническим.

В общем виде приближенное общее решение бигармонического уравнения и его частные производные для элемента с номером n записываются в следующем виде

$$\frac{\partial^{(\alpha+\beta)} w_n}{\partial x^\alpha \partial y^\beta} = \frac{\partial^{(\alpha+\beta)} w_{nm}}{\partial x^\alpha \partial y^\beta} + \sum_{i=N0_n}^{NN_n} C_i \sum_{j=1}^{JM} a_{ij} x^{k_j-\alpha} y^{m_j-\beta} \quad (4)$$

где i - номер бигармонического многочлена и соответствующей произвольной постоянной при нем; j - число членов в i -м бигармоническом многочлене; a_{ij} - коэффициенты i -го многочлена; $N0_n$ и NN_n - пределы, в которых изменяется номер произвольной постоянной в пределах данного элемента (и соответственно номер бигармонического многочлена); $\alpha, \beta = 0, 1, \dots$ - порядки частных производных по x и по y .

Для решения задачи необходимо подобрать такие значения C_i , чтобы выполнялись следующие условия:

1. На всех границах между элементами должны быть минимальны невязки между прогибами сопрягаемых элементов, а также между их частными производными до третьего порядка включительно в направлениях, ортогональных границам.

2. На всех внешних границах должны быть минимальны прогибы и первые производные от них в направлениях, ортогональных границам.

В качестве величины невязки принимается норма разности сопрягаемых функций, принятая в пространстве функций с суммируемым квадратом. В этом случае общий вид минимизируемой функции будет следующий

$$f = \sum_{\beta=0}^3 \sum_i \int_{S1_i}^{S2_i} \left(\frac{\partial^\beta w_{i1}}{\partial y_{i1}^\beta} - \frac{\partial^\beta w_{i2}}{\partial y_{i2}^\beta} \right)^2 ds +$$

$$+ \sum_{\beta=0}^1 \sum_i \int_{S1_j}^{S2_j} \left(\frac{\partial^\beta w_j}{\partial y_j^\beta} \right)^2 ds +$$

$$+ \sum_{\alpha=0}^3 \sum_k \int_{S1_k}^{S2_k} \left(\frac{\partial^\alpha w_{k1}}{\partial x_{k1}^\alpha} - \frac{\partial^\alpha w_{k2}}{\partial x_{k2}^\alpha} \right)^2 ds +$$

$$+ \sum_{\alpha=0}^1 \sum_m \int_{S_{1,m}}^{S_{2,m}} \left(\frac{\partial^\alpha w_m}{\partial x_m^\alpha} \right)^2 ds, \quad (5)$$

$$w = 0.00254 \frac{q l_y^4}{D} = 0.2177 \text{ см}$$

где α и β - соответственно порядки частных производных по x и по y ; i, k - номера границ между элементами соответственно параллельных осям x и y ; j, m - номера внешних границ соответственно параллельных осям x и y ; s - координата, отсчитываемая вдоль данной границы; w_{i1}, w_{i2} - перемещения первого и второго элементов, примыкающих к границе с номером i ; $x_{i1}, x_{i2}, y_{i1}, y_{i2}$ - местные координаты в этих элементах; w_p, y_p, x_p - перемещения и местные координаты элементов, примыкающих к наружной границе.

После подстановки в формулу (5) выражения для производных (4) получаем выражение для f как функции неизвестных постоянных C_i ($i = 1, \dots, N$, где N - наибольший номер неизвестных постоянных по всем элементам). Записав условие минимума функции f

$$\frac{\partial f}{\partial C_i} = 0 \quad (i = 1, \dots, N),$$

получим разрешающую систему линейных алгебраических уравнений относительно C_i ($i=1, \dots, N$), из которой определяются неизвестные постоянные.

Приведем сравнительные результаты расчетов. В соответствии с решением, которое приводится в работе [*/], наибольший прогиб такой пластинки составляет

 [*/] С.П. Тимошенко и С. Войновский-Кригер "Пластинки и оболочки", Физматгиз, М. 1963г. стр.229

Это решение не является точным, но достаточно близко к истине и может быть принято за эталон. Решение МГСЭ при сетке 4x4 элементов по 18 неизвестных в каждом элементе дает наибольший прогиб 0,214 см, относительная погрешность составляет -1,7%, общее число уравнений в системе 288. Соответственно расчет методом конечных элементов при приближенно том же числе уравнений дает величину 0,225 см, относительная погрешность составляет +3,75% при числе уравнений 294 и сетке элементов 8x8. При расчете МГСЭ относительные погрешности сопряжения прогибов элементов имеют порядок 10^{-15} , первые производные - 10^{-14} , вторые производные - 10^{-13} , третьи производные - 10^{-13} . Причем производные более высоких порядков (по которым не выполнялось сопряжение) уже имеют значительные разрывы.

Приведенные выше данные позволяют сделать следующие выводы:

1. Метод гладко сопряженных элементов позволяет получать решения с высокой степенью точности, что подтверждается сравнением полученных решений со справочными данными и с решениями, полученными другими методами.

2. Как и следует из теоретических предпосылок, удается получить решение с заданным порядком гладкости, причем сопряжение решений на всех границах элементов удается получить практически точно.

3. Величины прогибов для прямоугольной пластинки постоянной толщины, полученные предлагаемым методом, отличались от справочных данных вдвое меньше, чем соответствующие результаты, полученные методом конечных элементов при приблизительно одинаковом числе уравнений в разрешающей системе.

УВАЖАЕМЫЕ ЧИТАТЕЛИ!

Напоминаем, что с 1 сентября с.г. начинается подписка на наш журнал на I полугодие 2001 г.

Сведения о подписке содержатся в Объединенном каталоге (он зеленого цвета) "Почта России" (АРЗИ).

Подписной индекс **70050**.

Подписка принимается во всех отделениях связи без ограничений.

Тел. для справок **292-62-05**.



Исполнилось **70 лет** со дня рождения **Семена Макеевича Скоробогатова** — известного ученого в области железобетонных конструкций.

Сорок шесть лет он принимает активное участие в подготовке инженеров-строителей

Уральского региона, работая в Уральском политехническом институте (УПИ им.С.М.Кирова) и Уральском государственном университете путей сообщения. В 1960 г. С.М.Скоробогатов защитил кандидатскую диссертацию, в 1972 г. — докторскую. В 1974 г. он стал профессором, в 1992 г. его избрали членом-корреспондентом Российской Академии архитектуры и строительных наук (РААСН).

Юбиляр является автором более 200 научно-исследовательских работ, в том числе четырех монографий, восьми докладов в зарубежных изданиях. Под его руководством подготовлено 8 кандидатов технических наук в области исследования работы железобетонных конструкций.

Активная и плодотворная научная деятельность С.М.Скоробогатова характеризуется двумя основными научными направлениями: проблема напряженного состояния и выносливости стержневой арматуры железобетонных конструкций. Вновь созданная теория расчета, а также методика проектирования периодических профилей до сих пор используется в ряде лабораторий, занимающихся созданием новых профилей арматуры. Второе направление связано с моделированием процесса разрушения крупногабаритных железобетонных сооружений (мосты, гидротехнические сооружения, башни, подпорные стены, здания и т.д.) и созданием методики расчета для определения "живучести" железобетонных конструкций. Используя иерархию трещинообразования в бетоне, а также в горных породах, ему удалось обнаружить факт совпадения закономерностей изменения информации-

онной энтропии (как сигналы о разрывах связей между зернами или блоками) и изменения напряженного состояния в конструкции, выраженный через критерий живучести. Эти принципы по существу составляют элементы новой отрасли науки — "Основы механики разрушения массивных твердых пористых тел".

Имеется принципиальная возможность на основе анализа напряженного состояния по излому горного пласта предсказывать предельное состояние и наличие сейсмоопасного региона. Суть этого открытия, в частности, опубликована на международных конференциях на английском языке в Англии и Индии. Им также написано на английском языке "Руководство по расчету железобетонных конструкций на основе теории катастроф" в объеме 320 стр.

Юбиляр активно работает в диссертационном совете УГТУ-УПИ по присуждению ученых степеней докторов и кандидатов наук. Как высококвалифицированного специалиста-строителя его постоянно приглашают в качестве эксперта для оказания технической помощи при восстановлении и обследовании наиболее значимых строительных объектов. Его общественная работа в областном правлении НТО строительной индустрии председателем секции "Железобетонные конструкции", на посту председателя Свердловского филиала национального комитета по предварительно напряженному железобетону и на других общественных должностях способствовала консолидации инженерного общества, развитию инженерного дела, повышению престижа железобетонных конструкций на Урале. Как председатель Уральского регионального комитета он принимал активное участие в воссоздании Академии архитектуры и строительных наук и в организации выборов ее первого состава в 1992 г.

Желаем Семену Макеевичу Скоробогатову доброго здоровья, счастья и дальнейших творческих успехов.

1-я Всероссийская конференция по бетону и железобетону 9–14 сентября 2001г., Москва

Российское научно-техническое общество строителей, Госстрой РФ, НИИЖБ, Ассоциация "Железобетон", Российская инженерная академия, МГСУ и другие организации наметили проведение в сентябре 2001 г. 1-й Всероссийской конференции по бетону и железобетону. В бывшем СССР подобные конференции проводились регулярно на протяжении более чем 60 лет, последняя из них состоялась в 1989 г. в Казани.

На предстоящей конференции намечено обсудить состояние и перспективы применения бетона и железобетона в российском и мировом строительстве.

В числе основных проблем к рассмотрению на конференции намечены следующие: железобетон для массовых и уникальных зданий и сооружений; долговечность и качество; автоматизация бетонных работ; оборудование и методы монолитного строительства; новые технологии для заводского производства; новые виды арматуры, в том числе автоматизация арматурных работ; теория и методы расчета железобетонных

конструкций; реконструкция железобетонных зданий и сооружений; состояние и развитие нормирования и стандартизации и другие вопросы.

Помимо заслушивания генеральных докладов, авторами которых намечены руководители ряда международных ассоциаций по бетону и железобетону, проведения тематических секционных заседаний, конференцию планируется сопроводить обширной выставкой и практическими семинарами по решению насущных проблем применения бетона и железобетона в строительстве. Готовится также экскурсионная и развлекательная программы.

Специально к конференции ведущий институт отрасли НИИЖБ планирует издать обзорную монографию по железобетону объемом 45 п.л.

Заявки на участие следует направлять в Оргкомитет.

103062, Москва, Подсосенский пер., д.25, РНТО, тел. 917-70-38, факс 917-21-45.

1-я Всероссийская конференция по бетону и железобетону 9–14 сентября 2001 г.

РЕГИСТРАЦИОННАЯ ФОРМА*

Ф.И.О. _____

Факс _____ Теп. _____

Организация _____

Адрес _____

Прошу принять заявку на участие.

Прошу принять заявку на сообщение на секции конференции

Подпись

* *рекомендуется снять ксерокопию.*

Редакционная коллегия: Ю.М.Баженов, В.Г.Батраков, В.М.Бондаренко, Ю.С.Волков, В.В.Гранев, В.Г.Довжик, А.И.Звездов, Б.И.Кормилицин, К.В.Михайлов, В.А.Рахманов, И.Ф.Руденко, Р.Л.Серых (главный редактор), В.Р.Фаликман, Ю.Г.Хаютин, А.А.Шлыков (зам.главного редактора), Е.Н.Щербаков

Технический редактор *Н.Е.ЦВЕТКОВА*

Подписано в печать 21.07.2000. Формат 60x88¹/₈. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1.
Усл.печ.л. 4,0. Уч.-изд.л. 5,2. Заказ № 730

Адрес редакции:

Москва, Георгиевский пер., д.1, строение 3, 3-й этаж

Почтовый адрес редакции (экспедиция): ГСП, Москва, ул.Рождественка, д.11, корп.2

Тел. 292-6205

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



предлагает новые модификации приборов на ультрасовременной элементной базе, сертифицированные Госстандартом России



ПУЛЬСАР - 1 - ультразвуковой измеритель прочности, плотности и модуля упругости монолитного и сборного железобетона, кирпича и др.. материалов

ОНИКС - 2.3 - ударно-импульсный измеритель *прочности* бетона, кирпича, раствора, композитов: диапазон 0,5...100 МПа

ОНИКС - 3 - *плотномер* для строительных материалов и асфальтобетона: диапазон 1...3 т/м³

ПОИСК - 2.3 - измеритель *защитного слоя* бетона: диапазон 0...170 мм для диаметров 3...50 мм; оценка неизвестного диаметра; тональный поиск

ВИМС - 1 - *влагомер* универсальный для бетона, кирпича, песка, древесины и др.; диапазон 0...100% по влажной и сухой базам, три вида датчиков

ИНК - 1 - измеритель механических *напряжений* в арматуре ж/б изделий: диапазон 20...2000 МПа

ИНК - 2К - комбинированный измеритель *напряжений* в арматуре и параметров *виброколебаний* механизмов, виброплощадок: магнитные датчики

ВИСТ - 2 - *виброметр* строительный: диапазоны амплитуд 0,1 - 3 мм; виброскорости 0 - 1м/с; частоты 5 - 200 Гц; датчик с магнитным креплением

ВДЛ - 5М - *дефектоскоп* вихретоковый для поиска микротрещин в металлических конструкциях, деталях машин, сварных швах, лопатках турбин

ТЕРЕМ - 3 - *многоканальный регистратор* температуры и влажности: диапазон -50...+200 °С; 0...95%

РТМ - 5 - *регулятор-регистратор многоканальный* для программной термообработки бетона в парочных камерах, термоформах, кассетах, ...

РТ - 1 - *терморегистратор* мобильный; диапазоны -20...+100 °С; 0...100 час, до 2 тысяч отсчетов

РТВ - 1 - *регистратор влажности* и температуры мобильный: диапазоны 0...95%, 0...85 °С, 0...100 час

ИВТ - 1 - *измеритель влажности* и температуры с памятью результатов и самодиагностикой

ТЕМП - 1 - *термометр* цифровой малоинерционный для различных сред: диапазон -50...+200°С

ТЕМП - 2П - *поверхностный термометр малоинерционный*: диапазоны 50...500°С; -50,0...+200,0°С

ТЕМП - 2А - *безинерционный контроль* нагрева арматурных стержней в диапазоне 100...1200°С

КИСС - 02 - *калибратор-измеритель* стандартных сигналов: класс точности 0,05

- ◆ Высокая точность измерений
- ◆ Универсальность
- ◆ Работоспособность при отрицательных температурах
- ◆ Графический дисплей с подсветкой
- ◆ Память результатов и условий измерений
- ◆ Инфракрасный интерфейс
- ◆ Программы связи с компьютером
- ◆ Легкие и удобные датчики
- ◆ Малогабаритный корпус
- ◆ Спецконструктивы термодатчиков
- ◆ Аккумуляторное питание

454080, Челябинск - 80, а/я 9544
 тел/факс: (3512) 655-638, 608-742
 E-mail: carat@chel.sumet.ru
<http://www.carat-ndt.ru>



Разрабатывает и производит приборы неразрушающего контроля качества отмеченные дипломами строительных выставок в Германии и городах России: Москва, Екатеринбург, Новосибирск, отличающиеся высокой точностью и производительностью контроля, возможностью хранения результатов измерений в памяти.

Продукция сертифицирована и занесена в Государственный реестр средств измерений.



Влагомер-МГ4 -- измеритель влажности древесины по ГОСТ 16588 и широкой номенклатуры строительных материалов, в том числе в изделиях, конструкциях и сооружениях по ГОСТ 21718.

ЗИН-МГ4 – измеритель напряжений в арматуре ж/б изделий частотным методом по ГОСТ 22362. Обеспечивается автоматический расчет значений корректировки расстояния между временными анкерами и заданного удлинения арматуры. Диапазон напряжений 15- -1500МПа в стержневой, проволочной и канатной арматуре диаметром 3-32мм, длиной 3-18м.

ИТП-МГ4 – измеритель теплопроводности строительных материалов методами стационарного теплового потока по ГОСТ7076 и теплового зонда. Диапазон 0,03-0,8 Вт/(м°C).

Вибротест-МГ4 – измеритель амплитуды и частоты колебаний виброплощадок. Диапазон частоты 10-100Гц, амплитуды 0,2 – 2,5мм.

ИПЦ-МГ4 – измеритель активности цемента. Диапазон 10-60Мпа.

Терм-1 – термометр цифровой зондовый для измерения температуры жидкостей, газов, бетонных и асфальтобетонных смесей. Температурный диапазон от -50 до +200°C. Длина зонда 400мм, диаметр 4...6мм.

Принимаем заказы на поставку любого электронного оборудования для лабораторий !

Приборы укомплектованы аккумуляторами и зарядным устройством. **Гарантия 18 мес.** Гарантируется сервисное обслуживание, ремонт и метрологическая аттестация приборов в течение всего срока эксплуатации.

СКБ Стройприбор

454126, г.Челябинск, а/я 1147 т. (3512) 78-95-00, т/факс (3512) 65-64-19

stroypribor@chel.surnet.ru

<http://www.stroypribor.chelyabinsk.ru>

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru