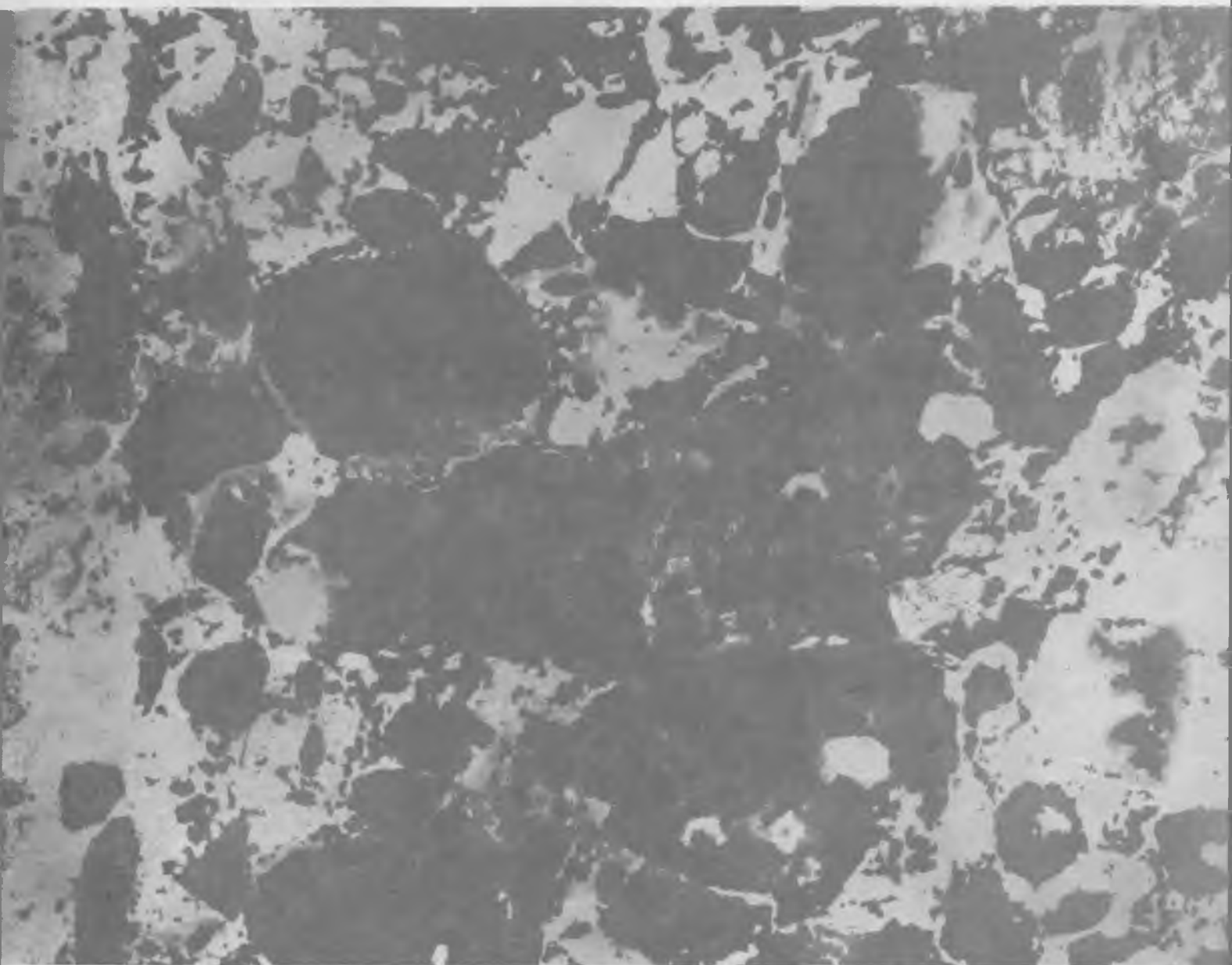


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

6

2000



АРМ-бетон - ФАЙН-ЛАБ



**ВСЕХ, кто пользуется программой АРМбетон
ВСЕХ, кто перешел на использование новой версии
ФАЙНЛАБ**

А также для тех, кто еще не знает

**ГДЕ - КАК - И ЗАЧЕМ
приобрести эту уникальную программу**



ИТЦ «КОНТРОС» - НПК СВМ - ГАСИС

**ПРИГЛАШАЮТ на семинар
пользователей компьютерной программой АРМбетон-ФАЙНЛАБ
в январе 2001 года.**

В программе семинара:

- 1. Знакомство с новой версией программы – ФАЙНЛАБ.**
- 2. Обсуждения опыта использования программы на заводах товарного бетона и сборного железобетона.**
- 3. Рассмотрение предложений и замечаний пользователей по внесению изменений и дополнений в программу.**
- 4. Посещение заводов сборного железобетона и товарного бетона, использующих программу ФАЙНЛАБ.**

На семинаре будет представлена демонстрационная версия программы, а также инструкция пользователя, будут заключаться договора на поставку демонстрационной версии и программы по льготным ценам (скидка до 20%).

**По вопросам участия в семинаре обращаться по тел:
(095) 994-16-03, тел/факс (095)179-85-17**

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

СОДЕРЖАНИЕ

КОНСТРУКЦИИ

МИХАЙЛОВ К.В. Предсамонапряженные конструкции
с усовершенствованной канатной арматурой 2

БЕТОНЫ

СЕРЫХ Р.Л. Качественные показатели бетона при его увлажнении 4

ДВОРКИН Л.И., ГАРНИЦКИЙ Ю.В. Проектирование состава бетона
при термосном выдерживании конструкции 6

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

КРАКОВСКИЙ М.Б. О некоторых неточностях реализации методики
СНиП расчета наклонных сечений железобетонных конструкций 9

БАЙРАМУКОВ С.Х. Потери предварительного напряжения
в элементах со смешанным армированием от усадки
и ползучести бетона 11

КЛЕВЦОВ В.А., ИВАНОВ С.И., ПОПОВА М.В. Некоторые особенности
проектирования каркаса подземной части зданий, возводимых
с использованием "стены в грунте" 14

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПРОМЫШЛЕННЫХ ОТХОДОВ

СЕЛИВАНОВ В.М., ШИЛЬЦИНА А.Д., ГНЫРЯ А.И. Бетоны
на основе смешанных вяжущих и заполнителей из техногенного
сырья Хакасии 16

ТЕОРИЯ

СУРОВ К.Л., МИКИАНИ Р.Р. Работа составных сталебетонных
и сталеполимерных стержней в упруго-пластической стадии 19

ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

ПИРАДОВ К.А., МАМАЕВ Т.Л. О состоянии железобетонного ствола
Останкинской телебашни 21

РОЗЕНТАЛЬ Н.К., ЧЕХНИЙ Г.В., МЕЛЬНИКОВА А.И. Коррозия
цементных материалов, вызванная воздействием грибов 23

В ПОРЯДКЕ ОБСУЖДЕНИЯ

СИЗОВ В.П. О зависимости прочности и морозостойкости бетона
от свойств и расхода цемента 27

ЗАРУБЕЖНЫЙ ОПЫТ

Анализатор воздушных пор в бетоне 29

Дорогие читатели!

Поздравляем Вас

с Новым 2001 годом!



Москва
Издательство
"Ладья"

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

© Издательство "Ладья", журнал "Бетон и железобетон", 2000

К.В. МИХАЙЛОВ, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ)

Предсамонапряженные конструкции с усовершенствованной канатной арматурой

Дальнейшее совершенствование предварительно напряженных железобетонных конструкций в основном зависит от применения эффективных материалов, в том числе высокопрочных бетонов и арматуры.

Созданные в России напрягающие цемента (НЦ) освоены в заводском производстве, и напрягающие бетоны на их основе получили широкое применение в различных железобетонных сооружениях и изделиях: резервуарах, напорных трубопроводах, плавательных бассейнах, ледовых стадионах, пролетных строениях автодорожных мостов, обделках тоннелей метро, плитах покрытий и др. [1, 2, 4]. Объясняется это тем, что бетоны на НЦ, по сравнению с бетонами на портландцементе, характеризуются следующими преимуществами:

- прочность на растяжение возрастает на 20...25%;
- сокращается время набора прочности, что упрощает технологию производства;
- водонепроницаемость повышается до марки W16...18;
- морозостойкость увеличивается до марки F300;
- уменьшаются усадочные деформации за время эксплуатации сооружения.

Конструкции из напрягающего бетона получили название самонапряженных железобетонных конструкций.

После приобретения некоторой первоначальной прочности напрягающий бетон осуществляет объемное самонапряжение конструкции, интенсивность которого зависит от процента армирования (чем больше арматуры, тем выше создаваемое напряжение сжатия в бетоне). Поэтому рабочая арматура конструкции напрягается выше,

чем монтажная и распределительная, однако максимальная величина напряжения в арматуре от самонапряжения, даже при использовании наивысшей освоенной марки напряженного цемента НЦ40, обычно не превышает 600...700 МПа.

Достигнутые успехи в этой области строительства являются результатом творческой деятельности профессора В.В.Михайлова и его школы, представители которой продолжают развивать идеи своего учителя. В последние годы своей жизни ученый уделял большое внимание разработке новой научной проблемы — применению напрягающего бетона для предварительно напряженных железобетонных конструкций с высокопрочной арматурой.

В настоящее время в НИИЖБе уже накоплен значительный научно-экспериментальный опыт проектирования, изготовления и испытания таких конструкций: высоконапорных труб диаметром 5,5 м, армированных канатами К-7 диаметром 6 и 15 мм, многпустотных настилов и крупноразмерных плит покрытий с арматурой из канатов К-7 диаметром 6 мм, балок прямоугольного и таврового сечений с арматурой из канатов К-19 диаметром 14 мм [3]. Получены результаты, которые позволяют рекомендовать такой вид конструкций для применения в гражданских и производственных зданиях, а также в различных инженерных сооружениях.

Конечно, для широкого использования предсамонапряженных железобетонных конструкций потребуется еще выполнить комплекс опытных работ применительно к каждому конкретному виду конструкций (балки и фермы пролетом до 24 м, плиты перекрытий

и покрытий, ригели, стойки и др.) с учетом свойств выбранных материалов и технологии производства, а также условий эксплуатации конструкций.

Во всяком случае, предсамонапряженные железобетонные конструкции являются конструкциями будущего, так как создают необходимые условия для эффективного использования в строительстве высокопрочных материалов. Так, например, расчетами зарубежных ученых показано, что применение в мостостроении бетона класса В80 вместо В40 позволяет уменьшить расход бетона на 30% и напрягаемой арматуры на 20% [5]. Полагаем, что в результате разработки и применения новых полифункциональных модификаторов удастся получить напрягающий бетон классов В90...В100, и тогда его расход в мостостроении еще больше снизится.

В предсамонапряженных конструкциях можно полноценно использовать стальную и неметаллическую рабочую арматуру с временным сопротивлением растяжению до 3000 МПа. В настоящее время наиболее высокопрочной стальной арматурой, освоенной промышленностью, являются 19-проволочные арматурные канаты К-19 диаметром до 28 мм с пределом прочности 2000 МПа. В технически развитых странах освоено производство таких канатов диаметром до 18 мм, подвергаемых в процессе изготовления стабилизации (низкотемпературный отпуск под напряжением), что обеспечивает снижение потерь напряжения от релаксации до 2,5%. В России на Череповецком сталепрокатном заводе налажен выпуск низкоуглеродистых арматурных канатов К-19 диаметром 14 мм с разрывной прочностью 237 кН и максималь-

ной величиной потери напряжения от релаксации 8% (за 1000 ч при напряжении, равном $0,7 \sigma_B$). Канаты К-19 удовлетворительно анкеруются в бетоне класса В30 на участке длиной 1000 мм. Для уменьшения длины зоны анкеровки канатов на концевых участках конструкций могут быть использованы следующие приемы:

- выполнение наружного слоя каната из проволоки периодического профиля;

- придание канату некруглого поперечного сечения за счет применения центральной проволоки овальной или эллипсоидальной формы;

- закрепление на канате стальных гильз путем их протяжки через фильтр или обжатия в стальных формах под внешним давлением;

- повышение прочности бетона при передаче усилия натяжения на тело конструкции.

Все перечисленные приемы в той или иной степени опробованы и дают положительные результаты.

Накопленный опыт применения высокопрочной неметаллической арматуры (стеклопластиковой, углепластиковой и армидопластиковой) в предварительно напряженных железобетонных конструк-

циях можно использовать и для армирования преднапряженных конструкций.

Как известно, энергия расширения напрягающих бетонов расходуется на упругие деформации бетона и арматуры. При использовании НЦ существующих марок она недостаточна для обычно назначаемого натяжения высокопрочной арматуры до 0,7 от ее временного сопротивления, что составляет величину порядка 1400 МПа. К самонапряжению потребуются добавить механическое натяжение рабочей арматуры, которое осуществляется, как правило, при помощи гидродомкратов. Обычно применяемое в железобетонных конструкциях пространственное армирование особенно подходит для конструкций из бетона на НЦ, так как при этом создается их объемное самонапряжение.

Трещиностойкость преднапряженных железобетонных конструкций получается более высокой благодаря меньшим потерям предварительного напряжения от усадки бетона и релаксации арматуры, а также повышенной прочности напрягающего бетона на растяжение. Это обстоятельство в сочетании с низкими показателями по водо-, газо- и бензопроницаемости, а также высокой морозостой-

кости делают преднапряженные конструкции особо привлекательными для обширных северных районов России и сооружений, эксплуатируемых в агрессивных средах. Следует также отметить, что прочность бетона на НЦ имеет устойчивую тенденцию сильно увеличиваться во времени во влажных условиях эксплуатации. Материалоемкость преднапряженных конструкций будет на 20...30% ниже, чем у современных железобетонных конструкций, и, надо полагать, они во многих случаях потеснят аналогичные конструкции из других материалов.

Библиографический список

1. Михайлов В.В., Литвер С.Л. Расширяющийся и напрягающий цементы и самонапряженные железобетонные конструкции. М., Стройиздат, 1974, 309 с.
2. НИИЖБ, ЦНИИпромзданий. Пособие по проектированию самонапряженных железобетонных конструкций (к СНиП 2.03.01-84), М., Центральный институт типового проектирования, 1986, 64 с.
3. Михайлов К.В., Садырбаев К. Преднапряженные балки, армированные канатами К-19/Бетон и железобетон. — 1994. — 7 с.
4. ТУ 21-26-18-90. Цемент напрягающий. ГАПСМ СССР, 1990, 26 с.
5. Walraven J. The evolution of concrete, Structural Concrete, Journal of the fib, № 1, 1999, 9 p.

Вниманию специалистов!

Вышла из печати книга:

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

Рассмотрено поведение железобетонных конструкций при пожаре и после него.

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

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

Предварительные заявки принимаются по адресу:

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

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

Ориентировочная стоимость книги 60 руб.

Качественные показатели бетона при его увлажнении

Влажность бетона оказывает дополнительное влияние на его показатели качества, такие как прочность, развитие деформаций усадки при высыхании и набухания при увлажнении, модуль упругости, развитие деформаций ползучести и показатели теплопроводности. При этом, если изменения показателей прочности бетона в основном оказывают влияние на оценку несущей способности (прочности) и устойчивости конструкций, то развитие деформаций усадки, ползучести и модуля упругости определяют комплексное влияние как на показатели прочности, так и на развитие деформаций конструкций, а изменение показателей теплопроводности является определяющим фактором термического сопротивления теплопередачи в ограждающих конструкциях. Этим вопросом посвящено довольно много работ, из которых существенный вклад внесли исследования С.В.Александровского [1], В.М.Бондаренко [2], Е.Н.Щербакова [3] и многих других, определившие основные подходы к оценке влажностных воздействий на бетон и измерению его показателей качества.

Если исходить из того, что при увлажнении бетона с одной или нескольких поверхностей сечения элемента в нем должны возникнуть напряжения за счет неравномерного увлажнения и развития деформаций набухания, то его прочность должна уменьшаться на значение $\Delta\sigma_{sr}(t, h)$. При этом значение прочности в увлажняемом бетоне от начального R_{b0} при ес-

тественной равновесной влажности должно быть равно

$$R_b(t, h) = R_{b0} - \Delta\sigma_{sr}(t, h). \quad (1)$$

Значение $\Delta\sigma_{sr}(t, h)$ в зависимости от некомпенсированной деформации набухания бетона с учетом ползучести бетона можно представить в виде

$$\Delta\sigma_{sr}(t, h) = \varepsilon_w(t, h) \times E_b(t) \times H^*(t, r), \quad (2)$$

где $H^*(t, r)$ — коэффициент релаксации напряжений за счет ползучести бетона [3].

При этом $\varepsilon_w(t, h)$ — деформации набухания бетона при его увлажнении описываются в виде

$$\varepsilon_w(t, h) = \varepsilon_{н0} [1 - e^{-w(t, h)}], \quad (3)$$

где $\varepsilon_{н0}$ — деформации набухания, как правило, принимаемые равными 0,7 от расчетного значения деформаций усадки бетона ко времени t . Это значение в принципе выстроено по гистерезисным петлям, полученным в работе [1]; $w(t, h)$ — значение влажности бетона при его увлажнении, распределяемое по высоте сечения, является весьма трудно определяемым, но вместе с тем вполне решаемым исходя из теории влагопроводности бетона и решенным для некоторых случаев в [1].

Экспериментальные работы, проведенные автором данной статьи и рядом других исследователей, показали, что прочность бетона при воздействии на него избыточной влаги вначале снижается исходя из понятия "адсорбционного понижения прочности", достигающего на 3 сут увлажнения

30% начального показателя прочности. При длительном увлажнении показатель прочности на сжатие восстанавливается до начального и даже превышает его на 20–25% за счет двух процессов: снижения адсорбционного влияния в дефектах структуры бетона и дальнейшего процесса гидратации цемента в дефектах его структуры.

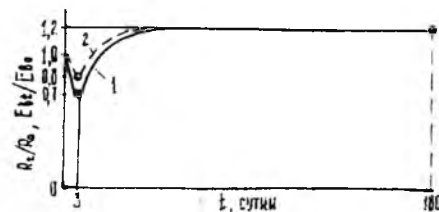


Рис. 1. Относительное изменение прочности бетона на сжатие R_b (1) и его модуля упругости E_b при длительном увлажнении (2)

На рис. 1 показаны диаграммы изменения показателей прочности и модуля упругости бетона при его длительном увлажнении в стационарных температурных условиях.

Модуль упругости бетона (одна из деформативных характеристик) зависит от влажности бетона также неоднозначно, поскольку при формировании структуры бетона и развитии усадочных напряжений по сечению образца или элемента образуются дефекты структуры.

Концентрация воды в дефектах приводит к расклинивающему действию, а ее накопление — к заполнению дефектов и взаимному деформированию структурных элементов. Большую роль играет показатель модуля открытой повер-

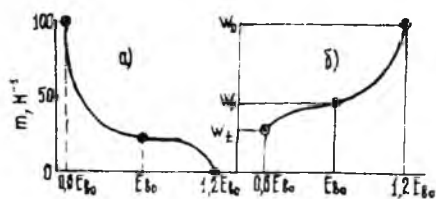


Рис. 2. Значение модуля упругости бетона в зависимости от модуля открытой поверхности m , м^{-1} (а) и изменения влажности W , (%) (б)

W — равновесная влажность бетона;
 W_0 — влажность бетона при его полном водонасыщении

хности [1], и в этой связи немассивные элементы, как правило, обладают пониженным значением модуля упругости. В массивных же элементах наряду с усадочными трещинами на высыхающей поверхности общий интегральный показатель модуля упругости больше, чем в немассивных элементах.

На рис.2,а показана взаимосвязь влияния масштабного фактора со значением модуля упругости. При этом эти показатели попадают в общую выборку статистического разброса при оценке модуля упругости бетона. Что же касается влияния содержания влаги в бетоне, то определяемое значение E_{00} в условиях равновесной влажности изменяется в пределах 15–20% для интенсивно высушенных бетонов и полностью водонасыщенных.

На рис.2,б показана общая картина изменения модуля упругости бетона от его влагосодержания. При этом характер изменения этого показателя, показанный на рис.1, наблюдается однозначно.

Вопрос о влиянии увлажнения бетона на развитие деформаций нагруженных конструкций рассматривался в реальных испытаниях, проведенных Е.А.Гузеевым и И.Е.Прокоповичем. Эти испытания показали, что наблюдается увеличение прогибов увлажненных элементов до 60% по отношению к деформациям конструкций при отсутствии воздействия воды в сжа-

той зоне бетона. При этом имеет место скачкообразное нарастание кривизны с последующим интенсивным затуханием роста деформаций.

Развитие деформаций ползучести бетона при нестационарных влажностных воздействиях весьма неоднозначно.

Известно, что ползучесть бетона во влагонасыщенном состоянии мала по сравнению с высыхающим бетоном. В работе [4] было показано существенное возрастание ползучести бетона при условиях вначале гидроизолированного, а затем подвергнутого испарению влаги из бетона. Опыты автора по изучению деформаций ползучести высыхающего бетона, а затем подвергнутого водонасыщению его под нагрузкой показали наличие аномального скачкообразного возрастания неупругих деформаций ползучести с последующим довольно интенсивным затуханием деформаций его ползучести при полном водонасыщении. При этом многократное изменение влажности бетона под нагрузкой (высыхание — увлажнение — высыхание) приводило к достаточно быстрой стабилизации роста деформаций ползучести уже на четвертом цикле принятого режима воздействий.

Подобное явление обусловлено, как ранее было указано, процессами адсорбционного понижения прочности, ростом (изменением) модуля упругости бетона в водонасыщенном состоянии, а также ростом (изменением) прочности бетона при его длительном водонасыщении. При этом собственные некомпенсированные деформации усадки и набухания бетона под нагрузкой обуславливали развитие дополнительных усилий в системе “нагрузка–бетон”.

Состояние влажности теплоизоляционных материалов существенно влияет на их показатель

теплопроводности. Так, если теплопроводность сухого материала принять за базовое значение, то возрастание влажности влечет за собой увеличение показателя теплопроводности. Поскольку в большинстве случаев в качестве теплоизоляции используются материалы ячеистой структуры (пенопласты, супертонкие структуры или ячеистые бетоны [5]), то для них справедливо выражение показателя теплопроводности λ в виде

$$\lambda = A(10 + D) + D \cdot W \cdot 0,16 \cdot 10^{-4},$$

где $A=0,0004$ — для пенопластов и супертонких волокон; $A=0,00025$ — для ячеистых бетонов; W — значение влажности материала по массе, в %; D — значение средней плотности материала (в кг/м^3) в сухом состоянии.

Для практических расчетов можно считать, что увеличение весовой влажности на 1% приводит к увеличению показателя теплопроводности на 4%.

Таким образом, влажность материала, в том числе при ее длительном действии в избыточном состоянии, оказывает влияние на показатели качества бетона или теплоизоляции, что должно учитываться при расчете особо ответственных конструкций.

Библиографический список

1. Александровский С.В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на изменения температуры и влажности с учетом ползучести. М., Стройиздат, 1973.
2. Бондаренко В.М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона. Изд-во Харьковского ун-та, Харьков, 1968.
3. Рекомендации по учету ползучести и усадки в расчетах бетонных и железобетонных конструкций. М., НИИЖБ, 1985.
4. Карапетян К.С. Влияние масштабного фактора на ползучесть бетона при сжатии и растяжении. Докл. АН Арм. ССР, т. XXXVIII, № 3, 1963.
5. Серых Р.Л. К вопросу о нормировании коэффициента теплопроводности ячеистых бетонов. В кн. Долговечность конструкций из автоклавных бетонов. — часть II, Госстрой ЭССР, Таллин, “Валгус”, 1987.

Проектирование состава бетона при термосном выдерживании конструкции

Задачи проектирования состава бетона при выдерживании конструкции методом термоса преследуют цель определить такое соотношение компонентов бетонной смеси, которое позволит обеспечить заданные свойства бетона во время эксплуатации, а также к моменту его замерзания. В зависимости от характера учитываемых ограничений можно выделить три основных типа задач:

- с заданными характеристиками исходных материалов и параметрами термосного выдерживания бетона;
- с заданными параметрами термосного выдерживания бетона и возможностью выбора вида и марки цемента;
- с возможностью выбора вида и марки цемента и параметров термосного выдерживания бетона.

Критериями оптимальности в задачах указанных типов могут быть минимальный расход цемента, энергозатраты или стоимость бетона с учетом нагрева смеси и изготовления соответствующей опалубки. Возможна постановка задач оптимизации с целью достижения заданного критерия оптимальности, например, минимальной стоимости при ограничениях по энергоресурсам и расходу цемента.

При заданной прочности бетона к моменту замерзания необходимую длительность изотермического выдерживания находят по известным рекомендациям. Аппроксимация графических зависимостей, широко используемых для этой цели [1], позволяет получить расчетные формулы типа

$$\eta = R_{\tau,t} / R_{28,20} = k_{\eta} \cdot t \cdot \tau^{K_{\tau}} \quad (1)$$

где η - уровень прочности бетона $R_{\tau,t}$ в возрасте τ (сут.), твердеющего при температуре t ($^{\circ}\text{C}$), по отношению к марочной прочности $R_{28,20}$; k_{η} - коэффициент, зависящий от вида цемента; $K_{\tau} = f(t)$ - коэффициент, зависящий от температуры твердения.

Для портландцемента можно принять:

$$k_{\eta} = 0,012; \quad K_{\tau} = 0,001(0,37 t^2 - 25,7t + 814).$$

Из (1) необходимый срок выдерживания бетона способом термоса до замерзания равен

$$\tau = (\eta / k_{\eta} t)^{1/K_{\tau}} \quad (2)$$

Модуль поверхности конструкции и коэффициент теплопередачи опалубки определяют по известным формулам, назначают конструкцию опалубки и, при необходимости, для задач третьего типа выбирают и дополнительно рассчитывают толщину теплоизоляции.

Для определения удельного тепловыделения цемента Ξ (кДж/кг) нами получены формулы, позволяющие рассчитывать его при заданной активности цемента R_{η} (МПа), температуре бетона t ($^{\circ}\text{C}$) и длительности твердения τ (сут.). Расчетные

значения хорошо согласуются с данными [1] и с результатами других авторов.

- для портландцемента марок 300...600

$$\Xi = -46,59 - 0,365 R_{\eta} + 7,11 t + 212,98 \lg \tau + 0,038 R_{\eta}^2 - 0,054 t^2 - 29,71 \lg^2 \tau - 1,508 t \cdot \lg \tau \quad (3)$$

- для шлакопортландцемента марки 300

$$\Xi = 12,24 + 4,886 t + 130,47 \lg \tau - 0,046 t^2 - 18,33 \lg^2 \tau \quad (4)$$

Принимая за температуру изотермического выдерживания бетона среднюю его температуру за период охлаждения $t_{\text{ср}}$, из уравнения теплового баланса Б.Г.Скрамтаева [1] находим необходимый расход цемента при термосном выдерживании бетона:

$$C = [K M_{\eta} (t_{\text{ср}} - t_{\text{в}}) \tau - c \rho_{\text{б}} (t_{\text{б.н}} - t_{\text{б.к}})] / \Xi \quad (5)$$

где K - коэффициент теплопередачи опалубки, Вт/($\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}$); M_{η} - модуль поверхности конструкции, м^2 ; $t_{\text{ср}}$ - средняя температура бетона за период охлаждения конструкции, $^{\circ}\text{C}$; $t_{\text{в}}$ - средняя температура воздуха за период охлаждения бетона, $^{\circ}\text{C}$; τ - длительность охлаждения бетона, час.; c - удельная теплоемкость бетона, кДж/(кг $\cdot$ $^{\circ}\text{C}$); $\rho_{\text{б}}$ - плотность бетона, $\text{кг}/\text{м}^3$; $t_{\text{б.н}}$ - начальная температура бетона после укладки, $^{\circ}\text{C}$; $t_{\text{б.к}}$ - конечная температура бетона, до которой рассчитывают длительность охлаждения, $^{\circ}\text{C}$.

Расход цемента, принятый из условия теплового баланса (5), может существенно превышать необходимый расход цемента из условия прочности. В этом случае фактическая прочность бетона как на момент замерзания $R_{\tau,t}$, так и марочная $R_{28,20}$ будут значительно завышены. Поэтому оптимальный расход цемента можно определить путем совместного решения уравнений (2), (3), (5) и уравнения марочной прочности бетона $R_{28,20}$ (например, формулы Боломея-Скрамтаева). Очевидно, что это возможно лишь с помощью метода последовательных приближений. Расчет считают завершенным, когда разница между значениями расхода цемента из условий прочности и теплового баланса не превышает 5%.

Критерием эффективности выбранного состава бетона с точки зрения расхода цемента может быть показатель Δ :

$$\Delta = (C_{\tau} - C_{\text{н.т.}}) / C_{\text{н.т.}} \quad (6)$$

где C_{τ} и $C_{\text{н.т.}}$ - необходимый расход цемента для достижения заданной прочности соответственно при термосном выдерживании и нормальном твердении (базовый состав) бетона.

Для задач первого типа Δ можно уменьшить за счет добавок ускорителей твердения, перехода на более жесткие смеси, применением эффективных

пластификаторов. Для задач второго типа дополнительным ресурсом уменьшения Δ может быть переход на цементы повышенной экзотермии, а третьего - увеличение термического сопротивления опалубки или увеличение разности между начальной и конечной температурами выдерживания бетона.

В случае, когда критерием оптимальности термосного выдерживания бетона выступают энергетические затраты на строительной площадке Q . целевой функцией оптимизации будет

$$Q = K M_{\text{д}} (t_{\text{ср}} - t_{\text{в}}) \tau - \text{ЭЦ} \quad (7)$$

При условии, что прочность бетона после термосного выдерживания должна быть не ниже заданной, по уравнению (7) можно оценить энергетическую эффективность разных возможных технологических приемов уменьшения Δ в пределах каждого из указанных типов задач, в том числе и целесообразности некоторого перерасхода цемента.

Наиболее сложными представляются задачи с использованием стоимостного критерия оптимальности, особенно задачи третьего типа, когда оптимизация состава бетона рассматривается неразрывно с оптимизацией параметров термосного выдерживания бетона. В этом случае целевая функция:

$$C = C_{\text{б.с.}} + C_{\text{оп.}} + C_{\text{нагр.}} \quad (8)$$

где $C_{\text{б.с.}}$ - стоимость бетонной смеси на момент окончания укладки; $C_{\text{оп.}}$ - стоимость опалубки; $C_{\text{нагр.}}$ - стоимость предварительного нагрева бетонной смеси.

Все составляющие уравнения (8) взаимозависимы. К тому же решение оптимизационных задач связано с некоторыми ограничениями, вызванными наличием материальных ресурсов и условиями выполнения работ.

На стадии проектирования выполнения работ оптимизационные расчеты могут применяться для сравнения эффективности метода термоса с другими методами зимнего бетонирования. При этом следует рассматривать все возможные способы уменьшения расхода цемента и срока твердения бетона (утепление опалубки, применение цементов с повышенной экзотермией и ускорителей твердения, уменьшение водопотребности смеси и др.). Алгоритм расчета состава бетона при термосном выдерживании приведен на рис. 1.

Пример: методом термоса бетонируется фундамент, для которого $M_{\text{д}} = 6$. Для изготовления бетонной смеси ($OK=5.7$ см) используют портландцемент и рядовые заполнители ($НКЩ=40$ мм). До замерзания бетон должен иметь прочность не менее 14 МПа (70% марочной). Для изготовления опалубки

используют имеющиеся доски толщиной 25 мм. Рассчитать возможные варианты состава бетона.

Решение: В качестве базового рассчитаем состав бетона нормального твердения. Марочная прочность $R_b = 14 / 0.7 = 20$ МПа. Применяем цемент марки 400. Необходимое водоцементное отношение:

Исходные данные: модуль поверхности конструкции, характеристики цемента, заполнителей, примерная конструкция опалубки, прочность бетона марочная и на момент замерзания, удобоукладываемость смеси.

1. Вычисляем расход цемента $C_{\text{н.т}}$ из условия нормального твердения бетона.
 2. Принимаем температуры $t_{\text{б.н}}$ и $t_{\text{б.к}}$ рассчитываем $t_{\text{б.ср}}$
 3. Определяем необходимый срок твердения бетона t .
 4. Определяем коэффициент теплопередачи принятой конструкции опалубки K .
 5. Определяем удельное тепловыделение цемента Э .
 6. Определяем $C_{\text{т}}$ из уравнения (5).
 7. Если $\Delta = |C_{\text{т}} - C_{\text{н.т}}| \leq 0.05 C_{\text{н.т}}$ то $C = \max(C_{\text{т}}, C_{\text{н.т}})$ и переходим к п. 16, иначе - к п. 8.
 8. Если $C_{\text{т}} < C_{\text{н.т}}$ - переходим к п.14, иначе - к п.9.
 9. Если есть необходимость в уменьшении $C_{\text{т}}$ и срока твердения - переходим к п.10, иначе: $C = C_{\text{т}}$, переходим к п. 16.
 10. Применяем один из способов уменьшения $C_{\text{т}}$ и t :
 - увеличение $t_{\text{б.н}}$ и уменьшение $t_{\text{б.к}}$ - переходим к п.2.
 - введение ускорителей твердения - переходим к п.3.
 - снижение необходимого уровня прочности бетона - переходим к п.3.
 - замена вида цемента - переходим к п.5.
 - замена марки цемента того же вида - переходим к п.1.
 - уменьшение водопотребности смеси - переходим к п. 1.
 - уменьшение теплопроводности опалубки - переходим к п.4.
 11. Принимаем $C = (C_{\text{т}} + C_{\text{н.т}})/2$
 12. Находим ожидаемую марочную прочность бетона при новом расходе цемента.
 13. Устанавливаем фактический уровень прочности бетона к моменту замерзания - переходим к п. 3.
 14. Если есть возможность снижения стоимости работ - переходим к п.15, иначе - к п. 16.
 15. Снижаем стоимость работ одним из способов:
 - упрощаем конструкцию опалубки - переходим к п. 4.
 - снижаем $t_{\text{б.н}}$ - переходим к п.2.
 16. Определяем расход заполнителей по методу абсолютных объемов.
 17. Вычисляем стоимость производства работ C .
 18. Определяем энергозатраты на строительной площадке Q .
 19. Если рассмотрены все возможные способы производства работ - переходим к п. 20, иначе - к п. 10.
 20. Выбираем оптимальный вариант выполнения работ за принятым критерием с учетом ограничений по ресурсам.
- Вывод:** состав и принятые параметры термосного выдерживания бетона.

Рис.1. Алгоритм расчета состава бетона термосного выдерживания

$$\frac{B}{C} = \frac{A R_{\text{н}}}{R_{\text{б}} + 0.5 A R_{\text{н}}} = \frac{0.6 \cdot 40}{20 + 0.5 \cdot 0.6 \cdot 40} = 0.75$$

Водопотребность смеси $B=185 \text{ л/м}^3$. Тогда расход цемента $C_{\text{н.т.}}=B/(B/C)=185/0.75=247 \text{ кг/м}^3$. Вычислим расход цемента из условия необходимого теп-

ловыделения. Температуру нагрева бетонной смеси в смесителе примем 35°C (максимально возможной). После транспортирования и укладки начальная температура твердения бетона будет $t_{6н}=27^{\circ}\text{C}$ (определяется по рекомендациям [1]). Конечную температуру твердения принимаем минимально возможной $t_{6к}=5^{\circ}\text{C}$. Средняя температура твердения бетона [1]:

$$t_{6\text{ ср.}} = t_{6н} + \frac{t_{6н} - t_{6к}}{1,03 + 0,181M_n + 0,006(t_{6н} - t_{6к})} = 5 + \frac{27 - 5}{1,03 + 0,181 \cdot 6 + 0,006(27 - 5)} = 14,8^{\circ}\text{C}$$

Коэффициент теплопередачи опалубки:

$$K = 1 / (1/\alpha + \delta/\lambda) = 1 / (1/23 + 0,025/0,18) = 5,48 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}),$$

где α - коэффициент теплоотдачи опалубки, $(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})/\text{Вт}$, δ - ее толщина, м; λ - коэффициент теплопроводности опалубки, $\text{Вт}/(\text{м} \cdot ^{\circ}\text{C})$.

Необходимый срок твердения бетона

$$\tau = \left(\frac{\eta}{k_n t} \right)^{1/K_T} = \left(\frac{0,7}{0,012 \cdot 14,8} \right)^{\frac{1000}{0,37 \cdot 14,8^2 - 25,7 \cdot 14,8 + 814}} = 14,4 \text{ (сут.)} = 345,6 \text{ (час)}.$$

Удельное тепловыделение цемента (при $t=14,8^{\circ}\text{C}$):

$$\begin{aligned} \Theta &= -46,59 - 0,365R_n + 7,11t + 212,98 \lg \tau + 0,038R_n^2 - \\ &- 0,054t^2 - 29,71 \lg^2 \tau - 1,508t \cdot \lg \tau = -46,59 - 0,365 \cdot 40 + \\ &+ 7,11 \cdot 14,8 + 212,98 \cdot \lg 14,4 + 0,038 \cdot 40^2 - 0,054 \cdot 14,8^2 - \\ &- 29,71 \cdot \lg^2 14,4 - 1,508 \cdot 14,8 \cdot \lg 14,4 = 274,3 \text{ кДж/кг}. \end{aligned}$$

Расход цемента из условия тепловыделения:

$$C_n = [KM_n(t_{6\text{ ср.}} - t_n)\tau - c_p(t_{6н} - t_{6к})]/\Theta = [5,48 \cdot 6 \cdot (14,8 - 0)345,6 - 0,84 \cdot 2400(27 - 5)]/274,3 = 451 \text{ кг}.$$

Принятие полученного значения расхода цемента приведет к неоправданному значительному завышению марочной прочности, а также стоимости бетона. Для проектирования оптимального состава рассмотрим несколько приемов:

1. Увеличение по сравнению с базовым вариантом марочной прочности за счет перерасхода цемента.
2. Увеличение марочной прочности за счет уменьшения водопотребности смеси.
3. Снижение теплопроводности опалубки за счет изменения ее конструкции.
4. Применение цемента с большей экзотермией.
5. Применение ускорителя твердения.

Прием 1. Примем в первом приближении $C_{н.т.(1)} = (C_n + C_{н.т.}) / 2 = (451 + 247)/2 = 349 \text{ кг}$. Ожидаемая марочная прочность бетона $R_b = 0,6 \cdot 40(349 : 185 - 0,5) = 33,3 \text{ МПа}$. Срок выдерживания бетона

$$\tau = \left(\frac{\eta}{k_n t} \right)^{1/K_T} = \left(\frac{14 \cdot 33,3}{0,012 \cdot 14,8} \right)^{\frac{1000}{0,37 \cdot 14,8^2 - 25,7 \cdot 14,8 + 814}} = 5,3 \text{ (сут.)} = 127,2 \text{ (час)}.$$

Рассчитав далее Θ , получим, что $C_{н.т.(1)} < 220 \text{ кг}$, т.е. минимально возможного значения. Таким образом, тепловыделение принятого количества цемента будет избыточным, и во втором приближении принимаем $C_{н.т.(2)} = (349 + 220)/2 = 285 \text{ кг}$. Выполняем далее расчет $C_{н.т.}$ по уравнениям (2)...(5) и формуле Боло-

мея - Скрамтаева методом итераций до тех пор, пока на некотором шаге при $C_{н.т.1} = 315 \text{ кг}$ получим $C_{н.т.} = 308 \text{ кг} \approx C_{н.т.1}$. При этом $R_b = 28,9 \text{ МПа}$ и $\tau = 7 \text{ сут.}$, а перерасход цемента по сравнению с базовым вариантом составит $\Delta = (315 - 247)/247 = 0,275 = 27,5\%$.

Прием 2. Вводим суперпластификатор С-3 в количестве 1% от массы цемента. Водопотребность смеси понизится на 20..25% при той же подвижности и составит $145 \text{ л}/\text{м}^3$. Марочная прочность при базовом расходе цемента составит $R_b = 0,6 \cdot 40(247/145 - 0,5) = 28,9 \text{ МПа}$. Определив далее $\tau = 7 \text{ сут.}$ и $\Theta = 233,2 \text{ кДж/кг}$, получим $C_n = 308 \text{ кг}$. Через несколько итераций, при $R_b = 31,0 \text{ МПа}$ и $\tau = 6,1 \text{ сут.}$ получим $C_{н.т.} = 245 \text{ кг} \approx C_{н.т.1} = 260 \text{ кг}$. Перерасход цемента по сравнению с базовым вариантом составит $\Delta = (260 - 247)/247 = 0,052 = 5,2\%$.

Прием 3. Из формулы (5) определим максимально возможное значение коэффициента теплопередачи опалубки для базового варианта:

$$K_{\text{max}} = [c_p(t_{6н} - t_{6к}) + C_{н.т.}\Theta] / [M_n(t_{6\text{ ср.}} - t_n)\tau] = [0,84 \cdot 2400(27 - 5) + 247 \cdot 274,3] / [6(14,8 - 0)345,6] = 3,65 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}).$$

Чтобы достичь полученное значение K , утеплим опалубку минераловатными плитами. Толщину слоя утеплителя можно принять по табл.29 [1].

Прием 4. Применим цемент марки 500. Рассчитав состав по приведенной выше методике, получим оптимальное значение расхода цемента $C = 271 \text{ кг}$ при $R_b = 28,9 \text{ МПа}$ и $\tau = 7 \text{ сут.}$

Прием 5. Применим добавку CaCl_2 в количестве 1% от массы цемента как ускоритель твердения. Тогда прочность $R_b = 14 \text{ МПа}$ для бетона с добавкой будет достигнута в том же возрасте, что и прочность $14/1,2 = 11,7 \text{ МПа}$ для бетона без добавки (здесь $k=1,2$ - коэффициент роста прочности бетона с добавкой CaCl_2 в возрасте 7..10 сут. [1]). Тогда $\tau = 10 \text{ сут.}$ и $C_n = 499 \text{ кг} > C_{н.т.} = 247 \text{ кг}$. Выполнив перерасчет, за несколько итераций получим окончательно $C = 285 \text{ кг}/\text{м}^3$ при $\tau = 6,6 \text{ сут.}$

Таким образом, получили 5 возможных вариантов состава бетона, которые обеспечивают прочность марочную и к моменту замерзания (см. табл.).

Варианты состава бетона при термосном бетонировании

№№ п/п	Расход компонентов, $\text{кг}/\text{м}^3$					Срок до замерзания, сут
	це-мент	вода	песок	щебень	добавка ¹⁾	
1	315	185	592	1287	-	6,1
2	260	145	704	1326	2,6 (С-3)	7
3 ²⁾	247	185	635	1301	-	14,4
4	271 ³⁾	185	615	1302	-	7
5	285	185	598	1306	2,85 (CaCl_2)	6,6

1) - расход добавки в пересчете на сухое вещество;

2) - состав опалубки: доски - 25 мм; слой толя; минеральная вата - 40 мм; фанера - 10 мм;

3) - использован портландцемент марки 500.

Библиографический список

1. Руководство по производству бетонных работ М.: Стройиздат, 1975. — 314 с.

М.Б.КРАКОВСКИЙ, д-р техн. наук, проф. (НПКТБ Оптимизация АО)

О некоторых неточностях реализации методики СНиП расчета наклонных сечений железобетонных конструкций

Настоящую статью следует рассматривать совместно с [1]. В НПКТБ "Оптимизация" разработана программа для ЭВМ "ОМ СНиП Железобетон". Она позволяет проводить любые расчеты, предусмотренные СНиП 2.03.01-84* "Бетонные и железобетонные конструкции" и состоит из следующих разделов: Бетонные элементы, Преднапряжение, Нормальные сечения, Наклонные сечения, Пространственные сечения, Конструкции при местных нагрузках, Закладные детали и соединения, Трещины, Деформации. Программа сертифицирована Госстроем России (сертификат соответствия № РОСС RU.СП11.Н00043).

В проектных, научно-исследовательских и учебных организациях для расчета железобетонных конструкций часто используют Пособия [2, 3, 4]. В этих документах рекомендации по определению наиболее опасных положений наклонного сечения и наклонной трещины при расчетах на действие поперечной силы и момента даны только для ограниченного числа случаев нагрузки и поперечного армирования. Например, формула (56) в [2] предусматривает определение длины проекции наклонной трещины при постоянной интенсивности хомутов по длине элемента; нельзя учесть одновременное действие распределенной нагрузки и сосредоточенных сил и т.п.

Разработанная программа позволяет выполнять расчеты при одновременном действии сосредоточенных сил и произвольно расположенных распределенных нагрузок переменной интенсивности. Учитывается переменная интенсивность хомутов и наличие отгибов. Рассматривается несколько сочетаний нагрузок. Проводится

подбор хомутов и проверка несущей способности в конструкциях предварительно напряженных и без напряжения арматуры. Предусмотрена проверка обрыва стержней. Учитывается анкеровка стержней по пп.2.29, 5.14 СНиП и п.3.44 [2]. Возможен расчет элементов свободно опертых, консольных и с заземлением на опоре.

По программе были просчитаны все примеры расчета наклонных сечений, приведенные в Пособиях [2, 3, 4]. Учитывая широкое использование этих документов, представляется целесообразным обратить внимание на выявленные здесь неточности и ошибки, а также дать определенные практические рекомендации.

Ниже приведено описание тех из примеров, в которых с помощью разработанной программы были выявлены неточности и ошибки. В остальных случаях результаты в [2, 3, 4] и по программе оказались близкими. Описание приведено в порядке номеров примеров вне зависимости от серьезности выявленных неточностей и ошибок.

Пример 13 [2]. В Пособии при проверке прочности наклонной полосы между наклонными трещинами действующая поперечная сила

принята равной силе на опоре 62 кН. Между тем, согласно п.3.30 [2], действующая поперечная сила должна приниматься на расстоянии от опоры не менее h_0 .

Пример 15 [2]. В Пособии принята интенсивность хомутов в пролете $q_{sw2}=16.5$ Н/мм. Это нарушает требование (57) [2]: величина q_{sw2} должна быть больше $Q_{b,min}/(2h_0)=19.5$ Н/мм.

Пример 16 [2] (см.рисунок). В Пособии проверены три наклонных сечения: $c=c_0=870$; $c=1690$, $c_0=1120$ и $c=2510$ мм, $c_0=1120$ мм. Сделан вывод о том, что прочность элемента обеспечена. Программа нашла другое сечение с параметрами $c=1252$, $c_0=682$ мм. В этом случае прочность сечения не обеспечена.

Полученный результат легко проверить по численным данным Пособия:

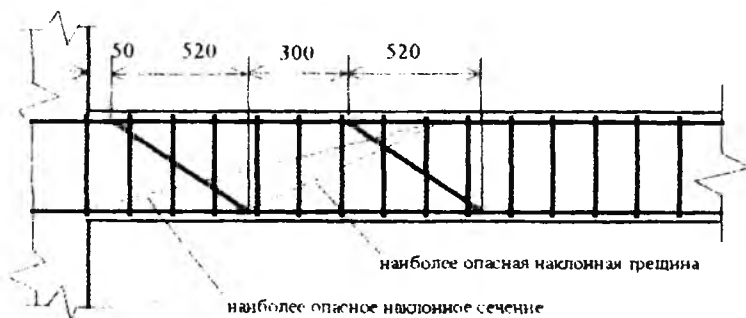
$$Q=Q_{max}-q_1c=380 -$$

$$-93 \times 1.252=263.6 \text{ кН};$$

$$Q_b+Q_{sw}+Q_{s,inc2}=$$

$$= \frac{M_b}{c} + q_{sw}c_0 + A_{s,inc2}R_{sw} \sin \theta =$$

$$= \frac{143}{1.252} + 66.5 \times 682 + 63.9 = 223.5 \text{ кН} < Q.$$



К примеру 16 [2]

Легко также проверить, что при $c_0=682$ мм величина $M_b/c_0 + Q_{sw} + Q_{s,inc}$ достигает минимума (п.3.31 СНиП). Если c_0 больше 682 мм, наклонная трещина пересекает не одну, а две плоскости отгибов; при уменьшении c_0 возрастает сумма $M_b/c_0 + Q_{sw}$. В обоих случаях c_0 увеличивается.

Пример 20 [2]. В Пособии из-за ошибки и вычислении неправильно получена величина c_{max} : вместо значения 464 мм должно быть 478 мм.

Пример 21 [2]. Наиболее опасное наклонное сечение, найденное в Пособии, начинается у грани опоры и имеет длину проекции на продольную ось $s=821$ мм. Воспринимаемый и действующий изгибающие моменты равны соответственно 69.4 и 61 кНм. Программа нашла более опасное наклонное сечение. Его начало в растянутой зоне отстоит от грани опоры на 1829 мм, а длина проекции на продольную ось составляет 338 мм. Воспринимаемый в действующий изгибающие моменты равны соответственно 105 и 101 кНм, и разница между ними меньше разницы между соответствующими моментами в Пособии.

Пример 45 [2]. При найденном в Пособии наклонном сечении ($s=533$, $c_0=320$ мм) не выполняется требование п.3.31 СНиП: значение

$Q_1 = \frac{M_b}{c_0} + q_{sw}c_0$ не достигает минимума. В качестве наиболее опасного программа определила то же наклонное сечение ($s=533$ мм), но с другим расположением наклонной трещины ($c_0=287$ мм). По данным Пособия ($q_{sw}=325.9$ кН/м и $M_b=26.6$ кНм), легко видеть, что величина Q_1 , равная 186.2 кН при $c_0=287$ мм, меньше той же величины, равной 187.4 кН при $c_0=320$ мм. Правда, на конечных результатах расчета это сказалось мало.

Пример 12 [3]. Интенсивность хомутов в пролете 91 Н/мм, принятая в Пособии, оказалась меньше минимально допустимой 145.8 Н/мм, определенной по формуле (83) СНиП. Кроме того, как показал расчет по программе, минимально допустимая интенсивность хомутов обеспечивает прочность элемента по всей длине: прово-

дить подбор хомутов на двух участках не нужно.

Пример 13 [3]. Как и в предыдущем примере, интенсивность хомутов в пролете 47.8 Н/мм, принятая в Пособии, оказалась меньше минимально допустимой 50.4 Н/мм. При этом интенсивность хомутов на приопорном участке длиной 2,8 м оказалась равной 95.6 Н/мм. Программа нашла более экономичное решение: на приопорном участке длиной 2.25 м интенсивность хомутов равна 98.5 Н/мм; в пролете интенсивность равна минимально допустимой.

Пример 16 [3]. В Пособии воспринимаемая поперечная сила равна $Q_{b,min}=6.84$ кН. При этом, согласно п.3.30 Пособия, длина проекции наиболее опасного наклонного сечения составляет $s=2,5h_0=500$ мм. Однако в рассматриваемом примере в Пособии принято $s=1622$ мм. В результате действующая поперечная сила оказалась равной 6.41 кН. Это значение меньше действующей поперечной силы, прочность обеспечена, и поперечная арматура не нужна. В программе получено, что при правильном значении $s=500$ мм действующая поперечная сила равна 8.72 кН, прочность не обеспечена, и нужна поперечная арматура.

Пример 17 [3]. При отсутствии дополнительной сетки на приопорном участке длина проекции наиболее опасного наклонного сечения, полученная в Пособии, составляет $s=1088$ мм. Начало сечения совпадает с гранью опоры. При тех же условиях по программе наиболее опасное наклонное сечение имеет длину проекции $s=1084$ мм. Расстояние от грани опоры до начала сечения равно 150 мм. При этом значения действующего и воспринимаемого изгибающего момента в Пособии равны соответственно 55.6 и 51.3 кНм, а по программе 56.54 и 50.84 кНм, т.е. программа нашла более невыгодное сечение.

Пример 27 [3]. В Пособии допущена следующая недостаточность. В одном и том же примере и даже в одной и той же формуле (для определения касательных напряжений) использованы разные коэффициенты приведения арматуры к бетону. В одних случа-

ях коэффициент приведения берут из таблицы 34 Пособия и принимают равным 15, в других вычисляют и принимают равным 6.55. Какие-либо объяснения этого факта отсутствуют.

Пример 3.21 [4]. При плотности легкого бетона 2000 кг/м³ класс В15, принятый в Пособии, не существует (п.2.2 СНиП). Поэтому при расчете по программе принята плотность 1900 кг/м³. И в Пособии, и по программе элемент не удовлетворяет условиям прочности при действии изгибающего момента по наклонной трещине. Однако разница между результатами расчетов существенна. В Пособии начало наиболее опасного наклонного сечения совпадает с гранью опоры, а длина проекции сечения $s=720$ мм. Действующий и воспринимаемый моменты равны соответственно 60.8 и 50.7 кНм. По программе начало сечения находится от грани опоры на расстоянии 280 мм, а $s=860$ мм. Действующий и воспринимаемый моменты равны соответственно 69.4 и 55.0 кНм. Таким образом, программа обнаружила более опасное наклонное сечение, чем в Пособии. Разница между действующим и воспринимаемым моментами, найденными в программе, оказалась больше, чем между теми же моментами в Пособии.

Выводы

1. Результаты решения задач большинства примеров по программе "ОМ СНиП Железобетон" оказались близкими к полученным в Пособиях [2, 3, 4]. Однако в ряде случаев, представленных в статье, расхождения были весьма существенными.

2. Анализ приведенных в статье примеров показывает, что рекомендации в [2, 3] по расчету наклонных сечений при действии поперечной силы по наклонной трещине и изгибающего момента имеют ограниченную область применения и недостаточно надежны: в общем случае не удастся найти самые опасные положения наклонного сечения и наклонной трещины. Поэтому может оказаться, что конструкция, запроектированная по рекомендациям в [2, 3], в дей-

ствительности необходимой несущей способностью не обладает и требованиям СНиП не удовлетворяет. Для исключения подобных ситуаций может быть использована программа "ОМ СНиП Железобетон".

3. Как и в нормальных сечениях [1], из-за сложности и многочисленности условий при расчете наклонных сечений даже квалифицированным специалистам (авторам Пособий) не всегда удается в полном объеме учесть все требования СНиП. Эту задачу в автоматизированном режиме без всяких усилий

со стороны пользователя решает программа "ОМ СНиП Железобетон".

За дополнительной информацией и по вопросам приобретения программы "ОМ СНиП Железобетон" просьба обращаться в НПКТБ Оптимизация АО по адресу: 117292 Москва, ул. Профсоюзная 8-2-150, тел., факс (095) 124-2425, e-mail: krakov@dataforce.net.

Библиографический список

1. Краковский М.Б. О некоторых неточностях реализации методики СНиП расчета

нормальных сечений железобетонных конструкций // Бетон и железобетон. — 2000. — № 5. — с. 14-16.

2. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84) / ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. — М.: Стройиздат, 1986, с. 192.

3. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84), часть I / ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. — М.: Стройиздат, 1988, с. 187.

4. Голышев А.Б., Бачицкий В.Я., Полищук В.П. и др. Проектирование бетонных и железобетонных конструкций. Справочное пособие. — Киев, "Будивэльник", 1990, с. 543.

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

Потери предварительного напряжения в элементах со смешанным армированием от усадки и ползучести бетона

В предварительно напряженных конструкциях основную часть потерь предварительного напряжения составляют потери, вызванные усадкой и ползучестью бетона. В статически неопределимых железобетонных конструкциях влияние этих процессов в определенных условиях приводит к значительному перераспределению усилий.

Особое значение приобретает учет влияния усадки и ползучести бетона в железобетонных конструкциях со смешанным армированием. При передаче усилия предварительного обжатия напрягаемой арматуры на бетон ненапрягаемая арматура уменьшает степень обжатия бетона и препятствует появлению деформаций усадки и ползучести. Это особенно важно при значительной величине обжатия. Опыт показывает, что опасность местного разрушения бетона чаще имеет место вследствие чрезмерных сжимающих напряжений, чем растягивающих. Появляющиеся при растягивающих напряжениях трещины в бетоне, как правило, не вызывают внезапного разрушения, так как усилия воспринимаются арматурой. Разрушение часто происходит во время обжатия бетона из-за недостаточной его прочности.

Потери от ползучести бетона по СНиП рекомендуется определять как сумму двух величин: потерь от быстронатекающей ползучести и потерь от длительной ползучести бетона. В балках со смешанным армированием наибольшая погрешность появляется при вычислении потерь от быстронатекающих деформаций ползучести. Это происходит потому, что нормы недостаточно точно учитывают наличие ненапрягае-

мой арматуры и уровень обжатия бетона. В результате проведенных экспериментальных исследований [4] было установлено, что зависимость потерь преднапряжения σ_6 , вызванных быстронатекающей ползучестью, от коэффициента смешанного армирования k_p при постоянном значении уровня обжатия бетона σ_{bp}/R_{bp} может быть принята линейной. На основании статистической обработки опытных данных в работе [4] предложена формула для определения потерь предварительного напряжения от быстронатекающей ползучести, в которой отражено не только влияние уровня обжатия бетона, но и коэффициент частично-го преднапряжения

$$\sigma_6 = 3,1 + 2,9k_p + [22,5 + 15(k_p - 0,3)]\sigma_{bp}/R_{bp}. \quad (1)$$

Как следует из структуры формулы (1) она страдает теми же недостатками, что и формулы норм, т. е. не отражает физической сущности процесса протекания быстронатекающих деформаций ползучести бетона. Кроме того, как и всякая эмпирическая зависимость, формула (1) изобилует численными коэффициентами и пригодна лишь для опытов, данные которых использовали при ее выводе, т. к. объем выборки [4] весьма ограничен и не является представительным.

Наиболее обоснованным является способ определения быстронатекающих деформаций ползучести, представленный в работе [5].

Для описания быстронатекающих деформаций ползучести при простейшем нагружении предложена формула

$$\varepsilon_6 = \varepsilon_{pl}(t, \eta) = \frac{I}{a(b-c)} \ln \frac{a+bt}{a+ct}, \quad (2)$$

$$\text{где } a = \sqrt{E_b / R_{bn}} \mathcal{G}(\eta); \quad (3)$$

$$b = \alpha(1 - \beta\eta); \quad (4)$$

$$c = \gamma(1 - \eta). \quad (5)$$

В формулах (2)...(5) для случая предварительного обжатия следует принимать: $E_b = E_{bp}$; $R_b = R_{bp}$; $\mathcal{G}(\eta)$ - скорость нагружения образца до уровня $\eta = \sigma_{bp} / R_{bp}$; α , β , γ - коэффициенты, зависящие от прочности бетона и уровня напряжений. Коэффициент α представляет отношение прочности бетона на сжатие к прочности на растяжение, т. е. $\alpha = R_{bn} / R_{bm}$; коэффициент β для бетонов средней прочности можно принимать постоянной величиной $\beta = 1,25$; коэффициент γ тоже зависит от прочности бетона и находится в пределах 400...800. Рекомендуемые значения указанных коэффициентов в зависимости от класса бетона приведены в работе [5]. Время t , входящее в формулу (2), определяется на момент затухания быстронатекающей ползучести и зависит в основном от скорости и уровня нагружения. Длина отрезка времени, на котором происходит затухание быстронатекающих деформаций ползучести, подробно исследована в работе [1].

Формула (2) может быть использована для определения потерь предварительного напряжения в арматуре предварительно напряженных конструкций. Естественно, для элементов со смешанным армированием она требует корректировки, т. к. не учитывает сдерживающего влияния ненапрягаемой арматуры. В этом плане предлагается использовать данные Р.Л.Маиляна и др. [4] о линейной связи между потерями напряжения от быстронатекающей ползучести, коэффициентом смешанного армирования и уровнем напряжений в бетоне.

На рис. 1 приведены зависимости относительных величин потерь $\eta_6 = \sigma_6 / \sigma_{s6}$ от значений k_p и $\eta = \sigma_{bp} / R_{bp}$, построенные по экспериментальным результатам, приведенным в работе [4].

Как видно из рис. 1 все прямые хорошо аппроксимируются уравнением типа (2) с различными коэффициентами a и b . Так, для рассмотренных уровней напряжений можно рекомендовать следующие значения коэффициентов: при $\sigma_{bp} / R_{bp} = 0,2$ - $a = 0,35$; $b = 0,65$; при $\sigma_{bp} / R_{bp} = 0,4$ - $a = 0,56$; $b = 0,44$; при $\sigma_{bp} / R_{bp} = 0,6$ - $a = 0,67$; $b = 0,33$. Для других уровней напряжений значения коэффициента уменьшения напряжений $\eta_6 = \sigma_6 / \sigma_{s6}$ можно определять по линейной интерполяции.

В табл. 1 приведены значения потерь предварительного напряжения в арматуре предварительно напряженных балок и балок со смешанным армированием, полученных экспериментальным путем [2] и вычисленных различными способами. При вычислении деформаций быстронатекающей ползучести по формуле (2) были приняты опытные данные об уровнях напряжений и физико-механических характеристиках бетона: $\bar{E}_{bp} = 37 \cdot 10^3$ МПа; $\bar{R}_{bp} = 40$ МПа, скорость нагружения $\mathcal{G}(\eta) = 0,2$ МПа/с; время затухания быстронатекающих деформаций ползучести для серии II $t = 2$

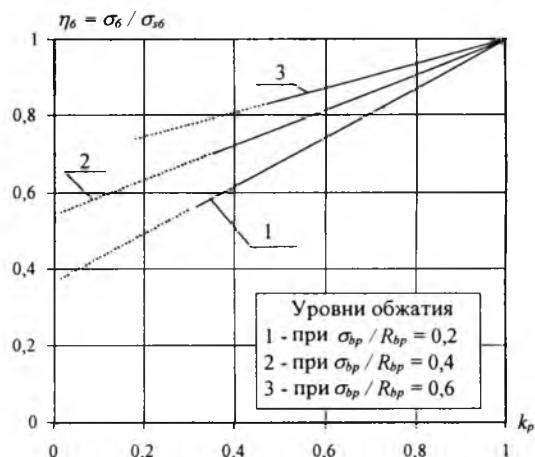


Рис. 1. Зависимость относительных величин потерь преднатяжения, вызванных быстронатекающей ползучестью, от коэффициента смешанного армирования и уровня обжатия

часа, для III, IV - $t = 3$ часа. Постоянные входящие в формулу (2) приняты по рекомендациям работы [5]: $\alpha = 15$; $\beta = 1,25$; $\gamma = 700$.

При известных деформациях $\varepsilon_6 = \varepsilon_{pl}(t, \eta)$ получали значения потерь от быстронатекающей ползучести.

$$\sigma_6 = \varepsilon_6 \eta_6 = \varepsilon_6 E_{sp} (a + b k_p), \quad (6)$$

где a и b определяли по графикам рис. 1 в зависимости от уровня обжатия.

Анализ табл. 1. показывает, что формулы СНиП и (1) имеют практически одинаковую точность и существенно занижают потери от быстронатекающей ползучести. Методика работы [5] с учетом рекомендаций о времени затухания деформаций быстронатекающей ползучести [1] дают более близкие к опытным значения потерь. При использовании формулы (6)

Таблица 1

Сопоставление опытных и расчетных потерь преднатяжения от быстронатекающей ползучести.

Номер серии	Форма сечения балок	k_p	$\bar{\eta} = \frac{\bar{\sigma}_{bp}}{R_{bp}}$
II	Прямоугольная	0,33	0,169
II	Двутавровая	0,33	0,182
III	Прямоугольная	0,67	0,274
III	Двутавровая	0,67	0,361
IV	Прямоугольная	1,00	0,373
IV	Двутавровая	1,00	0,578

Номер серии	Потери σ_6 , МПа			
	опыт [2]	Расчет по		
		СНиП	формуле(1)	формуле(6)
II	16,1	8,5	7,9	13,9
II	17,0	9,1	8,3	15,3
III	34,3	13,7	12,7	26,6
III	47,6	18,1	15,4	38,6
IV	44,2	18,7	18,3	36,7
IV	90,6	30,2	25,1	82,5

ошибка составляет не более 20%, тогда как другие способы расчета в некоторых случаях дают погрешность более 300%.

Методика вычисления потерь от ползучести бетона не разделяет ползучесть на быстроснатекающую и длительную, а определяет их суммарную величину. Величина потерь от усадки и ползучести бетона по этой методике вычисляются по значениям напряжений от усадки $\sigma_{sl}(t)$ и $\sigma'_{sl}(t)$ и от ползучести бетона $\sigma_{sp,p}(t)$ и $\sigma'_{sp,p}(t)$ по формулам

$$\sigma_{sl}(t) = \varepsilon_{sh}(t) E_s \frac{a_1 - a_2}{a_s}; \quad (7)$$

$$\sigma'_{sl}(t) = \varepsilon_{sh}(t) E_s \frac{a_3 - a_4}{a_s}; \quad (8)$$

$$\sigma_{sp,p}(t) = \alpha_{sp} (\sigma_b a_1 - \sigma_b a_2) \frac{\varphi(t)}{a_s}; \quad (9)$$

$$\sigma'_{sp,p}(t) = \alpha_{sp} (\sigma_b a_3 - \sigma_b a_4) \frac{\varphi(t)}{a_s}; \quad (10)$$

В формулах (7)...(10):

$$a_1 = r_b^2 + \alpha_{sp} \gamma \mu_s (r_b^2 + z_s^2); \quad (11)$$

$$a_2 = \alpha_{sp} \gamma \mu_s (r_b^2 - z_s^2); \quad (12)$$

$$a_3 = r_b^2 + \alpha_{sp} \gamma \mu_s (r_b^2 + z_s^2); \quad (13)$$

$$a_4 = \alpha_{sp} \gamma \mu_s (r_b^2 - z_s^2); \quad (14)$$

$$a_5 = r_b^2 [1 + \alpha_{sp} \gamma (\mu + \mu')] + \alpha_{sp} \gamma (\mu z_s^2 + \mu' z_s'^2 + \alpha_{sp} \gamma \mu_s \mu_s h_1^2); \quad (15)$$

$$\mu_s = A_{ss} / A_b; \quad A_{ss} = A_{sp} + \alpha_1 A_s; \quad (16)$$

$$\mu_s = A_{ss} / A_b; \quad A_{ss} = A_{sp} + \alpha_1 A_s; \quad (16)$$

$$r_b^2 = J_b / A_b; \quad \alpha_{sp} = E_{sp} / E_b; \quad \alpha_1 = E_s / E_{sp} \quad (17)$$

где z_b - расстояние от центра тяжести бетонного сечения до рассматриваемых волокон.

В работе [3] приведены практические рекомендации по уточненному методу, определения потерь от усадки и ползучести бетона, основанных на совместном решении уравнений равновесия усилий, действующих в сечении и уравнений совместности деформаций бетона и арматуры в этом сечении.

В соответствии с этими рекомендациями потери, вызванные усадкой и ползучестью бетона

$$\sigma_s = \sigma_{sh} = \varepsilon_{sh}(t) E_s D; \quad (18)$$

$$\sigma_o + \sigma_y = \sigma_c = \alpha_s \sigma_{bp} \varphi_n \varphi_c(t) D, \quad (19)$$

где $\varepsilon_{sh}(t)$ и $\varphi_c(t)$ - относительные деформации усадки и характеристика ползучести бетона к рассматриваемому моменту времени t , т. е. к моменту определения потерь, и φ_n - коэффициент нелинейности ползучести, определяемый по таблицам [3] в зависимости от $\varphi_c(t)$ и σ_{bp}/R_{bp} .

В общем случае при внецентренном обжатии и несимметричном армировании постоянные D определяют по следующим формулам:

$$\text{в арматуре } S \quad D = \frac{r_b^2 + \alpha_{sp} \mu_s (r_b^2 + z_b^2)}{r_b^2 + \alpha_{sp} \mu_s (r_b^2 + z_b^2) \gamma}; \quad (20)$$

Таблица 2

Сопоставление потерь преднапряжения

се- рия	Форма сечения образца	k_p	$\bar{\eta} = \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}$	Потери преднапряжения от быстроснатекающей ползучести σ_y	
				Опыт [2]	По фор- ле(6)
II	Прям.	0,33	0,169	16,1	13,9
II	Двут.	0,33	0,182	17,0	15,3
III	Прям.	0,67	0,274	34,3	26,6
III	Двут.	0,67	0,361	47,6	38,8
IV	Прям.	1,00	0,373	30,0*	36,7
IV	Двут.	1,00	0,578	90,6	82,5

се- рия	Потери предварительного напряжения						
	от усадки бетона $\sigma_{\text{з}}$		от ползучести бетона $\sigma_{\text{у}}$		полные потери $\sigma_{\text{з}} + \sigma_{\text{у}} + \sigma_{\text{с}}$		
	1	2	1	2	1	2	3
II	43,1	59,7	31,2	53,7	90,4	127,3	102,5
II	71,4	64,4	22,9*	69,2	109,6	148,9	105,7
III	40,1	59,7	86,7	91,2	161,1	177,5	128,5
III	69,2	64,4	79,2	114,3	190,1	217,5	147,6
IV	47,4	59,7	128,1	136,2	205,5	232,6	153,3
IV	73,0	64,4	157,5	168,4	321,7	323,9	236,4

1-опыт; 2-расчет по уточнен. методике; 3-по СНИП.

Примечания: 1. Расчетные значения потерь от длительной ползучести бетона σ_y представляют собой разность между потерями от ползучести бетона, вычисленных по формуле (19) и потерями от быстроснатекающей ползучести σ_y , вычисленных по формуле (6). 2. В потери от ползучести бетона σ_y входят потери, произошедшие и после приложения внешней нагрузки. 3. Опытные данные и расчетные по СНИП, приведенные в последнем столбце, заимствованы из работы [2] без изменений.

$$\text{в арматуре } S' \quad D = \frac{r_b^2 + \alpha_{sp} \mu_s (r_b^2 + z_b^2)}{r_b^2 + \alpha_{sp} \mu_s (r_b^2 + z_b^2) \gamma}; \quad (21)$$

В этих формулах все обозначения приняты такими же, как в соотношениях (11)...(17). Промежуточные значения $\varepsilon_{sh}(t)$ и $\varphi_c(t)$, соответствующие рассматриваемому моменту времени t , в долях от предельных значений указанных параметров, вычисляют по таблицам [3]. Предельные значения $\varepsilon_{sh, lim}$ и φ_{lim} определяют соответственно по формулам

$$\varepsilon_{sh, lim} = \varepsilon_{sh, n} \xi_1 \xi_2 \xi_3 \quad (22)$$

$$\varphi_{lim} = C_n E_b \xi_1 \xi_2 \xi_3 \quad (23)$$

В табл. 2 сопоставлены потери, полученные опытным путем [2], с расчетными по уточненным методам и действующим нормативным документам.

Из табл. 2 ясно, что уточненные способы определения потерь от усадки и ползучести бетона существенно улучшают сходимость с опытными данными.

В предварительно напряженных элементах, в том числе и в конструкциях со смешанным армированием, в результате усадки и ползучести бетона могут возникнуть значительные потери предварительного напря-

жения. В определенных условиях потери предварительного напряжения от усадки и ползучести бетона могут составить 70...80% от начального предварительного напряжения. Во многих случаях потери предварительного напряжения достигают значительно больших величин, чем предусматривается действующими нормами.

Естественно, для такой статистически неустойчивой величины, каковой являются потери преднапряжения, нельзя требовать полного совпадения теоретических и экспериментальных результатов. Здесь следует учесть и возможные погрешности эксперимента, которые в табл. 2 отмечены звездочкой.

Тем не менее, проведенный анализ показал, что в расчетах конструкций со смешанным армированием имеет смысл использовать наиболее точные методы определения потерь предварительного напряжения в арматуре. Кроме того, представляется крайне необходимым проведение статистических исследований потерь преднапряжения.

Библиографический список

1. Амаша Ю. С., Деформации быстротекучей ползучести бетона при одноосном и двухосном сжатии. Диссертация канд. техн. наук. Киев, 1995. – 122 с.
2. Головин Н. Г. Трещиностойкость и деформативность изгибаемых элементов при смешанном армировании. Дис.... канд. техн. наук. – М.: МИСИ, 1978. – 178 с.
3. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие /А. Б. Голышев, В. Я. Бачинский, В. П. Полищук и др.; Под ред. А. Б. Голышева. – 2-е изд., перераб. и доп. – К.: Будивельник, 1990. – 544с.
4. Расчет прочности железобетонных элементов со смешанным армированием /Р. Л. Маилян, Б. А. Аскаров, Д. Р. Маилян, Г. К. Зуфаров. Уч. пособие – Ростов н / Д: Рост. инж. - строит. институт, 1987. – 91 с.
5. Фомица Л. Н., Сумбатов Р. А. Измерение напряжений в железобетонных конструкциях. – К.: Будивельник, 1994. – 168 с.

В.А.КЛЕВЦОВ, д-р техн. наук, С.И.ИВАНОВ, М.В.ПОПОВА, инженеры (НИИЖБ)

Некоторые особенности проектирования каркаса подземной части зданий, возводимых с использованием "стены в грунте"

При проектировании каркасов подземной части зданий возводимых с использованием «стены в грунте» в основном применяются две конструктивные схемы.

Первая конструктивная схема предусматривает жесткое соединение верхнего перекрытия со «стеной в грунте». Это перекрытие помимо вертикальных нагрузок воспринимает горизонтальные усилия от давления грунта. Промежуточные перекрытия обычно опираются на «стену в грунте» шарнирно. В пределах внутреннего пространства помещений вертикальная нагрузка воспринимается наружными стенами и колоннами (рис.1, а).

Вторая конструктивная схема не предусматривает жесткого соединения перекрытия со «стеной в грунте». В перекрытиях имеются консольные участки (рис.1, б). Конструкция сопряжения консольной части одного

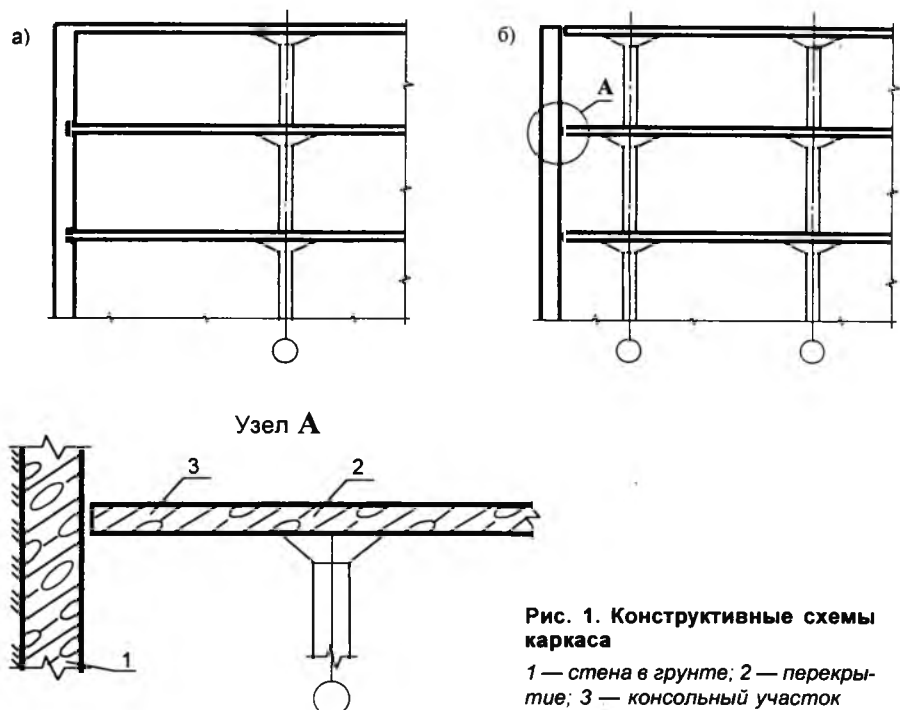


Рис. 1. Конструктивные схемы каркаса

1 — стена в грунте; 2 — перекрытие; 3 — консольный участок

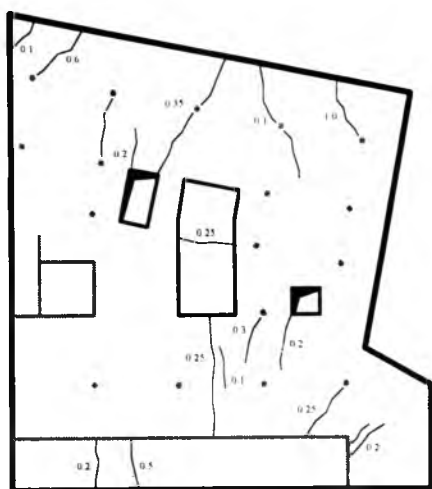


Рис. 2. Схема расположения сквозных трещин в перекрытии

или нескольких перекрытий выполняется таким образом, чтобы передать горизонтальные усилия от давления грунта на стену после снятия временных анкерных устройств, воспринимающих горизонтальные усилия в процессе возведения каркаса.

Первая конструктивная схема в большей мере обеспечивает совместную работу «стены в грунте» и подземной части сооружения. Принято считать, что эта совместная работа не вызывает неприятных последствий при незначительных осадках «стены в грунте» и прочих конструкций сооружения. Однако опыт эксплуатации последних лет зданий построенных с использованием первой конструктивной схемы показывает, что в конструкциях могут появляться повреждения, причины возникновения которых не связаны с деформациями «стены в грунте» в вертикальной плоскости. В ряде случаев на работу сооружения оказывают влияние деформации стены в горизонтальной плоскости. Значительные деформации в горизонтальной плоскости определяются не только большой протяженностью стен, но также повышенной деформативностью материала стены и, часто низким качеством выполнения рабочих швов между захватками.

Так, например, сотрудниками лаборатории железобетонных конструкций и контроля качества НИИЖБ производилось обследование подземной части административного здания.

Перекрытие здания плоское безбалочное безкапитальное, жестко опертное на «стену в грунте». При обследовании было установлено, что в плите имеются сквозные трещины с наибольшей шириной раскрытия 1,0 мм (см. рис. 2, где цифры – ширина раскрытия трещин в мм). Характер трещин и их расположение говорил о том, что они возникли в результате действия осевых растягивающих усилий. Одной из причин появления растягивающих усилий может быть

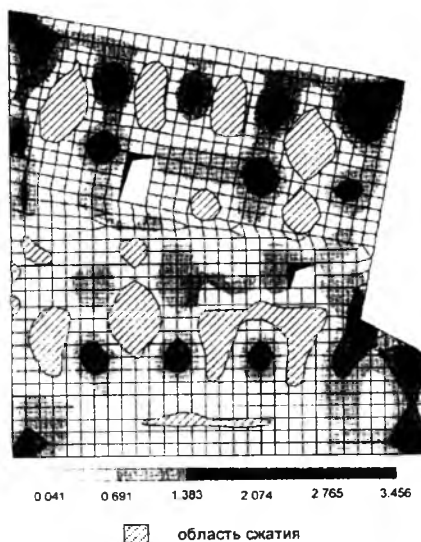


Рис. 3. Изополю главных растягивающих напряжений

усадка бетона. Однако влияние усадки обычно локализуется назначением соответствующих размеров захваток и порядком их бетонирования. Проведенный анализ показал, что причиной возникновения растягивающих усилий в данном случае явилось взаимодействие «стены в грунте» с перекрытием.

Бетонирование плиты производилось в апреле спустя год после возведения «стены в грунте», когда все длительные процессы в ней (усадка, ползучесть) проявились. Не принимая во внимание суточные колебания температуры, можно считать, что при бетонировании плиты температура постоянно повышалась. Поэтому начальные напряжения в плите от усадки под влиянием температуры постоянно уменьшались. Однако увеличение температуры вызвало удлинение «стены в грунте», что при данном конструктивном решении привело к возникновению дополнительных растягивающих напряжений в плите.

Расчет фрагмента здания с учетом температурных воздействий на «стену в грунте» выполнен методом конечных элементов (МКЭ). Элементы конструкции моделировались плоскими КЭ. Изополю главных растягивающих напряжений в верхнем слое КЭ показаны на рис.3. Величины главных растягивающих напряжений достигают 3,5 МПа, что значительно превышает предел прочности бетона В25 на растяжение. На рис.4 показаны трещины, полученные при расчете перепада температуры стены на 20 °С.

Таким образом, уже на стадии проектирования можно прогнозировать появление трещин, которых не должно быть при нормальной работе конструкций.

Из приведенного выше анализа следует, что основной причиной появления этих трещин следует считать то, что при проектировании и производстве работ не учтена возможность появления в плите перекрытия растягивающих усилий,

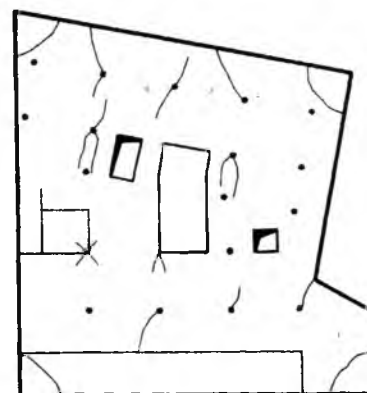


Рис. 4. Схема расположения трещин полученных при расчете

возникающих от совместной работы плиты со «стеной в грунте». Конструктивная схема каркаса изображенная на рис.1, б позволяет избежать неприятностей, связанных с совместной работой «стены в грунте» и каркаса. При необходимости использования конструктивной схемы приведенной на рис.1, а, при проектировании и производстве работ следует учитывать возможное влияние усилий от деформаций «стены в грунте в горизонтальной плоскости.

В.М.СЕЛИВАНОВ, канд. техн. наук, проф., А.Д.ШИЛЬЦИНА, канд. техн. наук, доц. (Хакасский технический институт-филиал Красноярского государственного технического университета); А.И.ГНЫРЯ, д-р техн. наук, проф. (Томский государственный архитектурно-строительный университет)

Бетоны на основе смешанных вяжущих и заполнителей из техногенного сырья Хакасии

В соответствии с региональной схемой комплексного использования отходов промышленности Республики Хакасия впервые проведены исследования бетонов с использованием заполнителей из техногенного сырья и зольных смешанных вяжущих, выпускаемых в промышленных объемах по лицензии к патенту [1]. Цель исследования — определить верхние уровни качества бетонов по прочности и морозостойкости и оценить их технико-экономическую эффективность.

Смешанное бесклнкерное вяжущее (СБВ) является продуктом совместного помола высококальциевой золы Абаканской ТЭЦ (50...65%) и глинопорошка из монтмориллонит-каолиновых вскрышных пород (35...50%) Изыкского угольного разреза. Смешанное малоклинкерное вяжущее (СМВ) содержит добавку портланд-

цемента в количестве 25...40% [1]. Тонкость помола СМВ по остатку на сите № 008 составляла 8,79%, активность вяжущего 40,3 МПа, активность СБВ — 11,2 МПа.

В производстве заполнителей для бетонов применяли: кварц-полевошпатовые отходы обогащения руд цветных металлов Сорского ГОКа; золошлаковые буроугольные и каменноугольные отходы; отсеивы известняка Ербинского карьера, отходы добычи и обработки мрамора АО "Саянмрамор" (табл.1, 2).

Анализ свойств бетонных смесей на основе СМВ и СБВ (см.табл.1, 2) позволяет сделать вывод об относительно большей их водопотребности в сравнении с бетоном на портландцементе. Так, при неизменных расходах заполнителей и осадке конуса 12 см сопоставимый по прочности состав № 1 на СМВ имеет В/Ц=0,61, что

на 12% выше, чем контрольный состав 1К на портландцементе (В/Ц=0,54). Объясняется это высокой водопотребностью высококальциевой золы ТЭЦ.

Аналогичная бетонная смесь № 6 (табл.2) на основе СБВ имеет также повышенное в сравнении с контрольным В/Ц, однако степень превышения меньше (9,2% против 12%), что связано с большим содержанием в этом составе глины, проявляющей пластифицирующий эффект.

Полученные характеристики прочности и морозостойкости бетонов на основе СМВ и заполнителей из отходов промышленности (табл.3) свидетельствуют, что область применения новых материалов может быть более широкой, чем она определялась в задачах исследования.

Кроме того, в наибольшей мере снижению себестоимости мало-

Т а б л и ц а 1

Составы и свойства бетонных смесей на смешанном малоклинкерном вяжущем

№ состава	Расход материалов, кг/м ³				В/Ц	Удобоукладываемость - подвижность ОК, см или жесткость Ж, с	Плотность, кг/м ³
	вяжущее (СМВ)	песок	щебень	вода			
На песке и щебне из отходов обогащения руд цветных металлов							
1	455	650	1130	276	0,61	12 см	2210
1К	432(ПЦ)	650	1130	235	0,54	12 см	2264
На заполнителях из буроугольных ЗШО							
2	445	630*	1160	267	0,60	12 см	2140
3	421	590*	1080	91	0,22	20 с	2080
На заполнителях из каменноугольных ЗШО							
4	310	440*	710	125	0,40	15 с	1630
На заполнителях из отсевов известняка							
5	415	580*	1080	96	0,23	15 с	2180

Примечание: индексом * обозначен мелкий заполнитель в виде подситовой фракции 0...5 мм.

Составы и свойства бетонных смесей на смешанном бесклнкерном вяжущем

№ состава	Расход материалов, кг/м ³				В/Ц	Удобоукладываемость - подвижность ОК, см или жесткость Ж, с	Плотность, кг/м ³
	вяжущее (СБВ)	песок	щебень	вода			
На песке и щебне из отходов обогащения руд цветных металлов							
6	465	650	1130	276	0,59	12 см	2290
На заполнителях из бурогоугольных ЗШО							
7	445	630*	1160	267	0,60	12 см	2180
8	421	590*	1080	91	0,22	20 с	2080
На заполнителях из каменноугольных ЗШО							
9	310	440*	710	125	0.40	15 с	1630
На заполнителях из отходов известняка и мрамора							
10	415	580*	1080	96	0,23	15 с	2140

Примечание: индексом * обозначен мелкий заполнитель в виде подситовой фракции мельче 5 мм.

этажного строительства способствует применение СБВ, поскольку бетоны с удобоукладываемостью 12 см, М125, F15 (составы № 6 и 7) могут найти применение в качестве товарного бетона для изготовления разнообразных элементов малоэтажного здания, а жесткие бетоны с удобоукладываемостью 15...20 с, М100...М125, F15...F25 — в производстве стеновых камней и других материалов по технологии вибропрессования.

Полученные результаты по оценке свойств рядовых бетонов

позволили разработать и внедрить в производство декоративные бетоны и изделия с использованием цветных заполнителей в виде кварц-полевошпатовых отходов обогащения руд цветных металлов и отходов добычи и переработки карбонатных пород [2]. При разработке технологии декоративного бетона составы СМВ, а также составы бетона были оптимизированы по плану полного трехфакторного эксперимента. Одной из задач, решенных при этих исследованиях, является повышение ин-

тенсивности цвета вяжущего и в конечном счете — улучшение декоративных свойств изделий. Достигается это путем оптимального камненасыщения поверхности при рациональном соотношении фракций отходов 20...40, 5...20 и 0,14...5 мм и за счет использования цветных глинистых компонентов [2].

Положительные качества полученных бетонов связаны с особенностями структурообразования твердеющего камня зольного вяжущего. При помоле вяжущего глина, как наиболее размолоспособ-

Таблица 3

Свойства бетонов из компонентов техногенного происхождения

№ состава	Прочность бетона, МПа		Марка бетона	Морозостойкость, цикл.
	после ТВО	в возрасте 28 сут.		
На смешанном малоклинкерном вяжущем (СМВ)				
1	29,3	31,2	300	100
1К	25,4	34,6	300	100
2	24,6	28,2	250	75
3	25,8	28,8	250	75
4	12,6	14,8	100	50
5	21,8	28,6	250	75
На смешанном бесклинкерном вяжущем (СБВ)				
6	12,8	13,8	125	25
7	11,6	14,2	125	15
8	9,5	13,5	125	15
9	12,6	11,6	100	25
10	21,8	14,1	125	25

ный компонент, занимает пустоты между зернами золы (и клинкера, если он вводится), а в бетоне — пустоты между зернами вяжущего и поверхностью заполнителя. При этом глина выполняет роль тонкодисперсного наполнителя, формирующего основу контактного слоя, который, в свою очередь, обеспечивает совместную работу камня вяжущего и заполнителя бетона под нагрузкой [3, 4].

В случае использования глинистой добавки существенно увеличиваются площади контакта между зернами золы и их контакта с поверхностью заполнителя (подложкой), поскольку эти поверхности не являются идеально гладкими. Так, согласно опытным данным, поверхность контакта между зернами порошков из плотных материалов измеряется величиной всего лишь около 0,001% их полной поверхности [5].

Принято считать поверхности соприкасающимися, если расстояние между ними не превышает радиуса действия молекулярных сил, что для силикатов принимают равным около 10 нм [5]. Для ориентации в параметрах здесь можно также учесть способность микроблоков монтмориллонита к расщеплению при механической переработке в водной среде вплоть до элементарных слоев с возможным достижением размеров фрагментов 1...5 нм [6]. Кроме того, при уплотнении бетона с глинистой добавкой поверхность контакта несомненно увеличится дополнительно за счет пластической деформации материала.

В то же время глина, занимающая межзерновое пространство в вяжущем и состоящая из минералов категории слоистых силикатов — носителей физически связанной (межпакетной и межслоевой) воды, будет представлять собой пространственный проводник ионообменных реакций, объединяющий и выравнивающий энергетический потенциал отдельных зерен и фрагментов вяжущего, имеющих по золе ТЭЦ очень высокую неоднородность гидратационной активности.

Из области минералогии глин известно, что характерной особенностью монтмориллонитов является

наличие отрицательного заряда слоев. Их нейтрализация происходит за счет межслоевых катионов и является причиной одного из замечательных свойств — сорбции катионов. По степени активности обменные катионы располагаются в ряд $\text{Li} < \text{Na} < \text{K} < \text{Mg} < \text{Ca} < \text{Al}$. В глинах, переносимых в природных условиях минерализованными водами, происходит сорбция как структурных, так и обменных катионов, причем в процессе этого переноса минералы нередко обогащаются кальцием, который способствует агрегированию частиц [6].

Это дало основание предположить, что в системе зола–глина–вода за счет повышения ионной проводимости в сравнении с системой зола–вода возможна диффузия продуктов медленной гидратации СаО в область меньших концентраций с замещением межслоевых обменных катионов Na^+ монтмориллонита на катионы Ca^{2+} золы, сопровождающаяся сближением и “сшиванием” отрицательно заряженных слоев глинистого минерала.

Анализ методом электронной микроскопии показал, что камень смешанного вяжущего отличается от золного камня отсутствием крупнокристаллических скоплений, в том числе — этtringита, минимальным расширением и бездефектной плотной структурой.

Об участии минералов глины в формировании гидросиликатного и гидроалюминатного состава вяжущего свидетельствует также последовательное уменьшение относительной интенсивности линий каолинита ($d=3,55; 2,47$ и $2,33 \text{ \AA}$) и монтмориллонита ($d=4,46$ и $2,52 \text{ \AA}$) на рентгенограммах вяжущего в возрасте 3 и 7 сут и их полное исчезновение в возрасте 28 сут. Кроме того, полученное вяжущее имеет электрокинетический (дзета-) потенциал, весьма близкий к портландцементу.

Испытания адгезии вяжущего к заполнителю на образцах-восьмерках, содержащих в шейке пиленую или колотую пластинку из мрамора, показали, что при оптимальном расходе глинистых добавок адгезионная прочность вяжущего близка к когезионной прочности при растяжении, что подтвер-

ждает формирование прочного контактного слоя [2].

Использованные в бетонах компоненты из отходов промышленности, в соответствии с гигиеническими заключениями Центра ГСЭН в Республике Хакасия, относятся в IV классу (малоопасные) и могут применяться в строительстве без ограничений. По значениям удельной эффективности естественных радионуклидов $A_{\text{эфф}}$, не превышающими 370 Бк/кг, указанные материалы относятся к I классу применения.

Сопоставление рыночных цен на традиционные бетоны и расчетных цен для реализации бетонов из техногенного сырья показывает существенные их различия. Так, цена бетона М250 на СМВ и заполнителях из кварц-полевошпатовых отходов ниже цены бетона на портландцементе и заполнителях Ташебинского карьера в 1,6 раза. Еще большие различия, в 2,6...3,7 раза, получены между ценами бетонов М100 на бесклинкерном вяжущем и на цементе.

Таким образом, можно считать, что имеются технико-экономические предпосылки для комплексного использования указанного вторичного сырья и отходов промышленности в производстве долговечных, экономичных и приемлемых в экологическом отношении бетонов.

Библиографический список

1. Патент 2036177 РФ, МКИ С 04 В 7/28. Вяжущее/В.М.Селиванов, А.Д.Шильцина, В.В.Белый, Г.В.Чирков. — Оpubл. 27.05.1995; Бюл.изобр. № 15.
2. Хрулев В.М., Пластунов А.Г., Селиванов В.М., Колесников А.Ф. Отделочные плиты из декоративного бетона на сырье Хакасии//Под.общ.ред. д.т.н., проф. В.М.Хрулева. — Абакан: Хакаское книжн.изд., 1999. — 77 с.
3. Баженов Ю.М. Бетоны повышенной долговечности/Строительные материалы. — 1999. — № 7–8. — С. 21–22.
4. Горчаков Г.И. Бетонovedение — проблема ресурсосбережения и качества бетона//Бетон и железобетон. — 1990. — № 7. — С. 37–38.
5. Будников П.П., Гинстлинг А.М. Реакции в смесях твердых веществ. — М.: Стройиздат, 1971. — 486 с.
6. Рентгенография основных типов породообразующих минералов (слоистые и каркасные силикаты). Под ред. В.А.Франк — Каменецкого. Л.: Недра, 1983. — 359 с.

К.Л.СУРОВ, д-р техн. наук, проф., Р.Р.МИКИАНИ, инж. (МИКХуС)

Работа составных сталебетонных и сталеполимерных стержней в упруго-пластической стадии

Статья посвящена вопросу определения жестко-статических характеристик элементов стальных и сталежелезобетонных (в т.ч. усиленных под нагрузкой) ферм, с целью последующего определения порога их устойчивости. При этом необходимо добиться достаточно близкого совпадения вычисляемых и экспериментальных данных.

Для этого представляется прежде всего необходимым рассмотреть вопрос о расчетных значениях изгибных жесткостей стержней ферм испытанных типов, без решения которого дальнейшие выкладки по определению их устойчивости невозможны.

Нижеследующий материал по этому вопросу соответствует предложению К.Л. Сурова - В.С. Здоренко о введении в рассмотрение многослойной рабочей модели применительно рассматриваемым конструктивным элементам. При этом используются следующие исходные предпосылки:

- каждый слой сжат равномерно, в его пределах значения деформаций, напряжений и модуля деформирования постоянны;
- гипотеза прямых нормалей признается приемлемой до стадии работы конструктивного элемента, непосредственно предшествующей потере устойчивости;
- принцип суперпозиции деформаций считается действительным;
- вопрос о выборе расчетных в интегральном смысле значений модулей деформации материалов требует отдельного обсуждения;
- зависимость «напряжения деформация» для материалов, аппроксимируется в форме, соответствующей предложению В.М. Бондаренко – П.И. Васильева;
- в связи с данными экспериментов фактор ползучести для сталеполимербетонных и т.п. сжатых стержней с жестким стальным сердечником не учитывается.

Используя приведенные предпосылки можно, с одной стороны, вычислять изгибную компоненту деформации, как добавлению к мембранной компоненте на основании зависимости

$$\Delta \varepsilon = \pm \lambda Z, \quad (1)$$

где λ - кривизна бруса; Z - аппликата рассматриваемого слоя модели, отсчитываемая от центра изгиба.

С другой стороны, из уравнения механического состояния материала в записи В.М. Бондаренко – П.И. Ва-

сильева непосредственно следует нелинейное алгебраическое уравнение для определения действительных напряжений в бетоне (полимербетоне) при заданных значениях деформации и секущего модуля

$$\sigma_x^{(m)} + [\eta_m / R_b^n] (\sigma_x^{(m)})^{n+1} = E(t) \varepsilon_x \quad (2)$$

где $E(t)$ - временный модуль деформации; n, η_m - феноменологические параметры, зависящие от вида материала и его расчетной прочности на сжатие. Отметим, что для обычных бетонов эти параметры табулированы в ряде работ, а для полимербетона нуждаются в уточнениях, составленных по данным приведенных опытов.

Рассмотрим далее вопрос о распределении напряжений между слоями рабочей модели, имеющими разную деформативность как вследствие применения разных материалов, так и вследствие возможных различий в уровне напряжений (если сила имеет эксцентриситет).

Покажем, что распределить упруго мгновенные напряжения можно сразу достаточно простым способом, независимо от заданного количества слоев. Обратим внимание на тот факт, что продольная внешняя сила, ввиду условия о совместности деформирования, распределяется между слоями модели пропорционально значениям следующих модулей деформации этих слоев, т.е.

$$R_k - \alpha_k R_{k+1} = 0; \sum_{k=1}^n R_k = N, \quad (3)$$

где R_k - равнодействующая напряжений в k -м слое. Соотношения (3) представляют собой систему линейных алгебраических уравнений с двухдиагональной матрицей, у которой полностью заполнена только последняя строка

$$\begin{vmatrix} 1 - \alpha & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 1 - \alpha & \dots & 0 \\ 0 & 0 & 1 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 1 & 1 & 1 & \dots & 1 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} R_1 \\ R_2 \\ R_3 \\ \dots \\ R_n \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ \dots \\ N \end{vmatrix} \quad (4)$$

Для данного вида матрицы можно сразу написать обобщенную формулу для корней системы, не зависящую от ее порядка

$$R_k = \prod_{i=k}^n \alpha_i / \left(\sum_{k=1}^n (-1)^{k-1} \prod_{i=k}^n \alpha_i \right), \quad (5)$$

Таким образом, если известно решение системы (4), нормальные упругомгновенные напряжения в каждом слое определяются зависимостью

$$\sigma_k^{(0)} = R_k / b_k (Z_k - Z_{k-1}), \quad (6)$$

где b_k - ширина элемента на уровне k .

Далее, учитывая (2), можно определить деформацию того или иного слоя

$$\varepsilon_k = \sigma_k^{(0)} / E(t) + (\eta_m / R_b^n) * (\sigma_k^{(0)})^{n+1} / E(t), \quad (7)$$

и действительные напряжения, даже с учетом эксцентриситета у внешней силы N

$$\sigma_x + (\eta_m / R_b^n) \sigma_x^{n+1} = E(t) (\lambda_x Z + \varepsilon_x), \quad (8)$$

где кривизна λ_x определяется по заданному прогибу $\lambda = W''$. Уравнение (8) следует решать итерационным способом.

При действительных значениях напряжений и деформаций соответственно уточняются искомые секущие модули.

Для уточнения параметров целесообразно произвести 2-3 итерационных цикла.

Далее, при рассмотрении многослойной модели, следует решить вопрос о назначении модуля деформации для слоев, в которых присутствует два материала (например, бетон и сталь). Для такого слоя можно использовать приведенные значения модуля по формуле, уже применявшейся рядом исследователей

$$E_{sb} = E_b (1 + \mu \alpha), \quad (9)$$

где μ - коэффициент армирования для слоя; $\alpha = E_s / E_b$.

После определения параметров деформирования конструктивного элемента согласно приведенной методике жесткостные характеристики сечения могут быть найдены по формулам, предложенным [1], представляющим собой модификации применительно к бетону известных формул [2].

Изгибная жесткость при значении коэффициента поперечного расширения V

$$(1 - \nu^2) B_0 = I_3 = \int_F (\sigma_x / \varepsilon_x) Z^2 dF = 1/3 \sum_{k=1}^n b_k E_k (Z_k^3 - Z_{k-1}^3), \quad (10)$$

жесткость на сжатие

$$(1 - \nu) B_0 = I_3 = \int_F (\sigma_x / \varepsilon_x) dF = \sum_{k=1}^n b_k E_k (y_k - y_{k-1}), \quad (11)$$

приведенный статический E -кратный момент сопротивления площади сечения

$$(1 - \nu) B_s = I_2 = \int_F (\sigma_x / \varepsilon_x) dF = 1/2 \sum_{k=1}^n b_k E_k (y_k^2 - y_{k-1}^2), \quad (12)$$

где аппликаты Z_k отсчитываются от крайней фибры; b_k - ширина k -го слоя.

Значения жесткостных параметров I_2 , I_3 необходимы в расчете для определения искомой жесткости I_1 , поскольку аппликаты следует отсчитывать от приведенного с учетом жесткостей слоев центра тяжести сечения, который отстоит от крайней фибры на расстоянии

$$Z_0 = I_2 / I_1 \quad (13)$$

согласно изложенному, сечение бруса может быть приведено к однородному, за счет искажения его формы.

Таким образом, изгибные жесткости составных сталебетонных, сталеполимербетонных брусев могут быть определены по изложенной методике. Однако стальные стержни в связи с малой зоной развития упругопластических деформаций и невозможностью использовать для их расчетов значения секущего модуля деформации в пределах площадки текучести (при этом стержень заведомо неустойчив) требуют особого подхода.

Библиографический список

1. Бондаренко В.М., Бондаренко С.В. Инженерные методы нелинейной теории железобетона. - М.: Стройиздат, 1982.
2. Суров К.Л. Деформативность железобетонных конструкций при изгибе и пути снижения их фактической металлоемкости. - Архитектура и строительство Подмосквья. - №1. - 1984.

Уважаемые читатели!

Продолжается подписка на наш журнал на первое полугодие 2001 г.

Сведения о подписке содержатся в Объединенном каталоге (он зеленого цвета) "Почта России" (АРЗИ), стр. 132

Подписной индекс **70050**.

Подписка принимается во всех отделениях связи без ограничений.

Тел. для справок **292-6205**.

Ж.А.ПИРАДОВ, д-р техн. наук (НИИЖБ, Московский государственный открытый ун-т),
Т.Л.МАМАЕВ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

О состоянии железобетонного ствола Останкинской телебашни

Эта статья была написана и подготовлена к печати еще до пожара в Останкинской телебашне. Но случилось то, что случилось... Думается, эта статья не потеряла своей актуальности, поэтому мы и решились на ее публикацию, внося в первоначальный текст некоторые форс-мажорными обстоятельствами вызванные изменения...

Осмотр еще до пожара наружной поверхности бетона башни показал наличие многочисленных трещин, внешне выглядящих не опасно. Но это не совсем так. «Неопасный» вид трещинам придает их относительно малое раскрытие (например, отм.47м, 16 ось - 0,35-1,2мм, отм.202м, 6 ось - 0,1-0,15мм). Между тем, наблюдение за динамикой развития трещин не велось. А ведь ширина раскрытия, если абстрагироваться от возможности коррозии арматуры (основная часть которой вообще вынесена за пределы кольцеобразного железобетонного ствола башни), для разрушения бетона является не самым опасным параметром повреждения. На отметке 149м обнаружено 198 трещин с шириной раскрытия до 0,2мм. Большинство из них, безусловно, «мертвые» трещины несилового происхождения. Но среди этого количества трещин может оказаться несколько силовых, находящихся на стадии медленного докритического роста. Именно эти трещины наиболее опасны, и, думается, после воздействия высоких температур, они могут стать еще опаснее.

Трещины по высоте башни условно можно представить в виде полуэллиптической трещины в плоскости, проходящей через ось полого кругового цилиндра (рис.1). Самый опасный случай наступает в $\theta = 0$ при $l_{cr}/(2W)=0,8$ ($K_1/K_0=1,8$), а наиболее благоприятный (конечно, в случае наличия трещины) $\theta = 3\pi/8$ при $l_{cr}/(2W)=0,6$ ($K_1/K_0=1,2$);

здесь K_1 и K_0 – коэффициенты интенсивности напряжений, соответственно текущее и среднее значения, остальные величины – см. рис.1.

Осмотр внутренней поверхности башни также может показать наличие трещин. Эти трещины еще более опасны. Представим их в виде краевой полуэллиптической трещины в

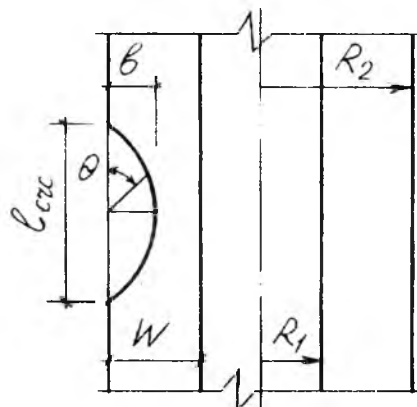


Рис. 1. Круговой полый цилиндр с внешней продольной краевой полуэллиптической трещиной при произвольном приложении внешней нагрузки

плоскости, проходящей через ось полого кругового цилиндра (рис.2). В этом случае наиболее опасные случаи наступают при $\alpha=0$ и $\alpha=\pi/2$ и $b/W=0,2$ и $b/W=0,8$. Благоприятный случай наступает при $\alpha=\pi/4$ и $b/W=0,5$. Интересно отметить здесь два обстоятельства: во-первых, «опасность» наружных трещин в большей степени зависит от их длины, а внутренних - от глубины h , и, во-вторых, малая глубина внутренних трещин также опасна, как и их большая глубина (величина h). Поэтому малым раскрытием трещин не стоит обольщаться. Если считать, что критический коэф-

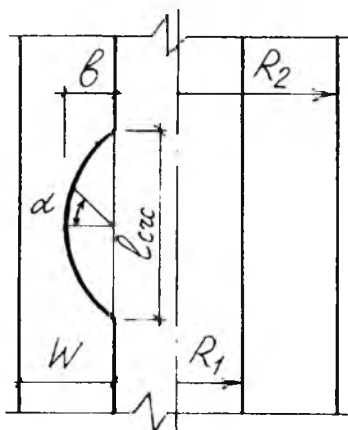


Рис. 2. Круговой цилиндр с внутренней продольной краевой полуэллиптической трещиной

коэффициент интенсивности напряжений бетона башни $K_c = 0,6 \text{ МПа} \cdot \text{м}^{1/2}$, а глубина b трещины составляет 0,01м, то критическая длина такой трещины - всего 37,6 м, после достижения которой развитие трещины станет неустойчивым. Высокие температуры при пожаре могли привести, во-первых, к небольшому росту имеющихся трещин, а во-вторых, что еще более опасно, к уменьшению значения K_{Ic} бетона башни [1], что скажется и на величине критической длины трещины, которая достигнет (при падении K_{Ic} в пределах 20%) 22-24м.

Мы рассмотрели трещины в продольном разрезе. В поперечном рассмотрим систему трещин. Пусть на внешнюю границу кругового кольца выходит n циклически размещенных радиальных трещин равной длины (глубины) (рис.3).

Наиболее опасный случай возникает при $l/W = 0,7$, $R_2 / R_1 = 3$ и $n = 1$. Вообще, чем

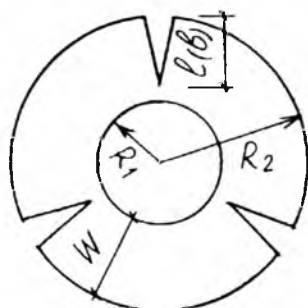


Рис. 3. Круговое кольцо с системой циклически размещенных внешних краевых радиальных трещин

меньше трещин при прочих равных условиях, тем опаснее случай, то есть одна трещина хуже, чем несколько! Теперь обратимся к трещинам на внутренней стороне ствола телебашни.

Пусть на внутреннюю границу кругового кольца выходит n циклически размещенных радиальных трещин равной длины (рис.4). В

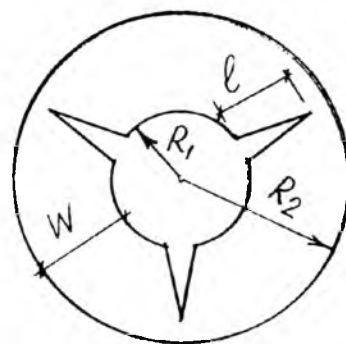


Рис. 4. Круговое кольцо с системой циклически размещенных внутренних краевых радиальных трещин

этом случае наибольшую опасность представляет случай: $n = 2$ и $l/W = 0,1$ или $l/W = 0,5$. При любом другом количестве трещин ($n \neq 2$) самым опасным является случай $l/W = 0,1$.

Всё вышеизложенное показывает, что необходимо спрогнозировать развитие трещин. Достижение трещинами критических размеров (длины или глубины) может привести к разрушению бетона. Так что внешняя стабильность дефектов может оказаться обманчивой. Изменение схемы приложения нагрузки вследствие разрыва преднапряженной арматуры может вызвать лавинообразный рост параметров трещин после их медленного докритического роста [2], что требует ещё большей ответственности при прогнозировании развития трещин.

Библиографический список

1. Гусев Е.А., Леонович С.Н., Милованов А.Ф., Пирадов К.А., Сейланов Л.А. Разрушение бетона и его долговечность. - Минск: "Тыздзень", 1997 - 170 с.
2. Панасюк В.В. Предельное равновесие хрупких тел с трещинами. - Киев: Наукова думка, 1968. - 246 с.

Коррозия цементных материалов, вызванная воздействием грибов

Исследованиями последних лет установлены случаи массовых поражений строительных конструкций грибковой флорой. Повреждения проявляются в виде образования на поверхности конструкций окрашенного налета, разрушения окрасочных и штукатурных слоев, повреждения обоев, изменения цвета. Ухудшение технических, гигиенических и эстетических свойств материалов под воздействием микроорганизмов рассматривается как биологическая коррозия материалов. Ухудшаются не только декоративные качества конструкций. Во многих случаях микроорганизмы повреждают цементный камень, уменьшают прочность, снижают морозостойкость.

Обрастание конструкций микроскопическими грибами, размножение в пористом строительном материале бактерий создает гигиенические проблемы. Бактерии и споры грибов, вещества, выделяемые бактериями и грибами, могут вызывать серьезные заболевания людей, проживающих или работающих в зараженных помещениях, в частности, развиваются аллергические заболевания и заболевания дыхательных путей, особенно у детей. Некоторые из выделяемых микроорганизмами веществ относятся к числу опасных токсинов.

Обследованиями строительных конструкций в Москве обнаружено большое число зданий и сооружений, пораженных грибами. Аналогичные сведения поступают из других городов России (Владивосток, Якутск и др.).

В настоящее время известно несколько типов повреждений строительных конструкций из бетона и железобетона грибами и бактериями.

В жилых и общественных зданиях распространено поражение конструкций микроскопическими

(плесневыми) грибами. Поражение наблюдается как в зданиях с большими сроками эксплуатации, так и в находящихся в эксплуатации лишь несколько лет. Нередко разрушение отделочных слоев (лакокрасочные покрытия, обои, штукатурка) обнаруживается вскоре после капитального ремонта здания. Развитию грибов способствует наличие источников влаги. Поражение грибами стен и перекрытий наблюдается:

- в жилых домах, особенно в плохо вентилируемых подвальных помещениях, которые в настоящее время реконструируются для офисов, ресторанов и пр.;

- в общественных зданиях (библиотеки, книгохранилища, архивы и кинофотоархивы, музейные помещения, служебные помещения ритуальных залов);

- в медицинских учреждениях (технические помещения, здания хирургических отделений, лаборатории);

- на производственных предприятиях (хлебозаводы, мясокомбинаты и молочные комбинаты, пивоваренные и дрожжевые заводы, цехи по переработке сельскохозяйственной продукции, овоще- и фруктохранилища).

Приведем краткие сведения о результатах обследования на зараженность грибами некоторых зданий в Москве.

Микологические исследования выполнены НИИ экологии человека и гигиены окружающей среды им.А.Н.Сысина. Методика исследований состояла в следующем. Образцы материалов в концентрациях 1:10, 1:100, 1:1000, 1:100000 высевали в сусло-агар. Инкубировали посевы при температуре 28°C в течение 6 сут, после чего проводили количественный учет грибов в 1 г образца. Выделенные колонии грибов идентифицировали визуально и с помощью микроскопа. Качественное и количествен-

ное содержание грибковой флоры в образцах строительных материалов, отобранных из конструкций различных зданий, показано в табл.1.

Специалисты насчитывают в природе более 100 тыс. видов грибов. На поверхности бетонных конструкций, пораженных грибами, выявлено более 40 родов грибов. Для своего развития они нуждаются в органических веществах. Большинство грибов имеют мицелий — тонкие ветвящиеся нити (гифы), которые растут своими концами и таким образом распространяются в питательной среде. Грибы размножаются обрывками мицелия или спорами. Для большинства грибов оптимальная температура для развития равна 20–25°C. Имеются данные о том, что грибки могут развиваться в температурном интервале от –20°C до +80°C.

Плесневый грибок *Cladosporium* имеет мицелий и конидии коричневого, оливкового или черного цвета. Темная окраска мицелия выделяет колонии грибов на поверхности бетона в виде черных бархатистых пятен. *Penicillium* и *Aspergillus* по внешнему виду похожи. Последний имеет ветвящийся бесцветный мицелий. Быстро образующиеся споры придают поверхности бетона зеленоватый цвет.

Некоторые деревообразующие грибки: *Serpula lacrimans*, *Poria vaporaria* могут проникать в поры бетона и, выделяя уксусную, муравьиную и другие кислоты, вызывать повреждение бетона.

Механизм разрушения цементных материалов грибами состоит в следующем. Грибы в процессе своей жизнедеятельности выделяют различные минеральные и органические кислоты (уксусную, лимонную, молочную, масляную, муравьиную, яблочную и др.), которые взаимодействуют с основ-

Таблица 1

Наименование объекта	Проба материала	Содержание грибковой флоры в образцах, кол/г	Качественный состав грибковой флоры
Жилой дом по Боровскому шоссе, квартира	Штукатурка со стены	28 800 000	Penicillium, Cladosporium, Mucor, Aspergillus
	Обои	5 600 000	Penicillium, Cladosporium, Mucor, Aspergillus
Жилой дом по Садово-Кудринской улице, подвал	Кирпич со стены	27 800	Penicillium, Cladosporium, Mucor, Aspergillus
Общественное здание, подвал	Штукатурка	51 703 040	Penicillium, Cladosporium, Alternaria, Mucor
Ожоговый центр	Штукатурка	1 970 000	Mucor, Penicillium, Aspergillus
Булочно-кондитерский комбинат	Соскоб со стены чердачного помещения	7 101 000	Cladosporium, Penicillium, Rhizopus
Медицинское учреждение	Раствор кирпичной кладки	1 050	Alternaria, Mucor, Penicillium, Fusarium, Trichoderma, Scopulariopsis

ными (щелочными) соединениями цементного камня и разрушают его, превращая гидросиликаты и гидроалюминаты в соли, не обладающими вяжущими свойствами. Цементный камень перерождается и теряет свои строительно-технические свойства. Замечено, что, поселяясь на поверхности, грибки изменяют pH среды таким образом, что создают оптимальную для своего развития кислотность среды. Определенное влияние на разрушение бетона оказывает рост биомассы грибов и оказываемое ею механическое давление на поверхность пор. Типичная картина разрушения — превращение штукатурного или кладочного раствора в сухую осыпающуюся массу.

Колонии грибов на поверхности бетона могут выделять углекислый газ и способствовать его карбонизации, что установлено методом дифференциально-термического анализа проб бетона, зараженного грибковой флорой, и контрольных. Необходимое условие жизнедеятельности грибов — наличие влаги. Наблюдения показывают, что они активно развиваются при наличии источников влаги. Однако имеется немало случаев развития грибов в условиях

помещений с нормальной влажностью и температурой в отсутствие капельно-жидкой влаги. Такие повреждения можно наблюдать на лестничных клетках, в коридорах, санузлах, в подвальных помещениях.

Споры плесневых грибов имеют размеры 1–10 мкм. Исследования их способности проникать через бетон показали, что при капиллярном всасывании воды или фильтрации ее при наличии градиента давления споры грибов проникают через все исследованные бетоны. Чем меньше была сквозная пористость, тем меньшее количество спор проникало через бетон. Натурные исследования показывают, что пористые штукатурные растворы разрушаются грибами достаточно быстро, при этом в разрушенном материале под микроскопом обнаруживаются гифы грибов. Плотные бетоны разрушаются грибами достаточно медленно, однако за 20–50 лет эксплуатации происходит серьезное разрушение поверхностного слоя. В лабораторных условиях при длительном воздействии культуры грибов на бетон прочность его уменьшалась с 22,5 МПа до 10 МПа, т.е. на 42%. Выделяемые грибами органические кислоты и

углекислота совместно с углекислотой воздуха нейтрализуют бетон. С утратой щелочной реакции жидкая фаза бетона теряет способность поддерживать сталь в пассивном состоянии. Развивается коррозия стальной арматуры в бетоне.

Необходимые для развития грибов питательные органические вещества могут содержаться в заполнителях и химических добавках, применяемых для приготовления растворов и бетонных смесей. Кроме того, органические вещества вносятся в наружный слой конструкций при грунтовке и шпаклевке поверхности, а также с лакокрасочными материалами и клеем при наклейке обоев. Технологическая пыль из органических веществ, осаждающаяся на поверхности конструкций, создает благоприятные условия для развития грибов и бактерий.

Бактерии и споры грибов постоянно присутствуют в окружающей среде. Например, в 1 г почвы обнаруживают сотни тысяч и миллионы клеток, в 1 мл воды количество их составляет десятки и сотни клеток. Способность бактерий и их спор переноситься водой и воздухом делает задачу по предупреждению заражения поверхности строительных конструкций чрезвычайно сложной. Основным приемом по предупреждению массового развития бактерий и грибов является создание условий, неблагоприятных для их размножения.

Выделяют три основные группы методов защиты строительных конструкций от разрушающего действия грибов: эксплуатационно-профилактические, конструктивные и строительнотехнологические. К первым относят методы дезинфекции поверхности, регулирования тепловлажностного режима среды в помещениях, вентиляцию. К конструктивным мерам относят придание поверхностям конструкций формы, при которой уменьшается увлажнение конструкций, накопление на поверхности пыли. Строительнотехнологические мероприятия предусматривают использование материалов, стойких к воздействию грибов. В настоящее время в качестве эффективной меры защиты рассматривают-

ся использование препаратов, обладающих биоцидным действием.

Традиционная мера борьбы с грибами (выжигание пламенем горелки) малоэффективна. Обработка поверхности карболовой кислотой (фенолом) экологически неприемлема.

НИИЖБ и НИИ экологии человека и охраны окружающей среды им. А. И. Сысина РАМН выполнили исследования эффективности добавки сернокислой меди в качестве средства подавления развития грибов в цементных материалах. Испытания выполняли с применением в качестве тест-культур грибов следующих родов: *Penicillium*, *Aspergillus*, *Cladosporium*. Фунгицидное действие добавки обнаружено лишь по отношению к грибам рода *Penicillium* при больших дозировках добавки. Другие тест-культуры грибов развивались с той же скоростью, что и в пробах без добавки сернокислой меди. Испытаниями цементно-песчаного раствора было показано, что добавка сернокислой меди резко уменьшает скорость твердения цементных материалов и на порядок уменьшает их конечную прочность. Использование ее в качестве добавки в бетон признано нецелесообразным.

Основным способом защиты строительных материалов от поражения грибковой флорой могут быть химические соединения, обладающие фунгицидным действием. Это направление развивается в исследованиях способов защиты текстиля, натуральной кожи, бумаги и других материалов. Известно большое число химических соединений, обладающих фунгицидным действием. Проблема состоит в том, чтобы вещества совмещались со строительными материалами, не ухудшая их конструктивно-технических свойств и сохраняя способность подавлять развитие микроорганизмов.

Основные требования, предъявляемые к препаратам — биоцидам при разработке биоцидных цементных материалов (штукатурок, кладочных растворов, бетонов), следующие:

высокая активность против вредного воздействия микроорганизмов;

безопасность для человека и отсутствие отрицательного воздействия на окружающую среду;

доступность и относительно небольшая стоимость;

способность совмещаться с растворными и бетонными смесями; удобная для применения товарная форма (водный раствор);

отсутствие отрицательного влияния на строительные материалы, их физико-механические свойства, долговечность.

В 1980-х гг. НИИЖБ совместно с Киевским инженерно-строительным институтом выполнил исследование и разработал биоцидные бетоны и растворы. Исследования показали, что биоцидная добавка Б-1 катапин-бактерицид, будучи экологически безопасным, эффективно подавляет развитие микроскопических грибов в цементных материалах и не ухудшает конструктивно-технические свойства цементных материалов. В настоящее время производство продукта в Киеве прекращено. Согласно данным разработчиков, производство катапина-бактерицида в Москве также остановлено в связи с экологической опасностью сырьевых компонентов, используемых при изготовлении продукта.

Институтом химии при Нижегородском университете разработаны биоциды на основе оловоорганических соединений. В НИИЖБе выполнены исследования бетонов с такими биоцидами. Фунгицидные бетоны на этой основе могут применяться в конструкциях промышленных и сельскохозяйственных зданий, однако использовать их в конструкциях жилых и общественных зданий не рекомендовано.

НИИЖБ совместно со специалистами-экологами выполнил испытания фунгицида, разработанного химической промышленностью. Продукт имеет жидкую товарную форму, хорошо растворим в воде. Порог раздражающего действия 0,5%; ПДК в воздухе 0,1 мг/л. Фунгицидное действие растворов проверяли при его концентрации от 0 до 4%. Фунгицидное действие добавки в составе бетона проверяли при дозировке 0, 1 и 2% от массы цемента.

При определении фунгицидного действия раствора испытания

Таблица 2

Концентрация раствора, %	Содержание микроскопических грибов, кол/мл	Подавление жизнеспособности грибов, %
0	4,3×10 ⁵	—
0,5	370±95	99,91
1	93±23	99,98
2	0	100
4	0	100

проводили на наборе тест-культур микроскопических грибов *Penicillium*, *Aspergillus*, *Cladosporium* и *Alternarium*. Результаты испытаний приведены в табл. 2.

Таким образом, при концентрации продукта в растворе 0,5% жизнеспособность микроскопических грибов подавлялась на 99,9%, при концентрации 1% — на 99,98%, а при концентрации 2 и 4% — на 100%.

Испытывали три серии образцов. По три образца каждой серии инфицировали суспензией микроскопических грибов рода: *Aspergillus*, *Penicillium*, *Cladosporium*, *Alternarium*, условно патогенных для здоровья человека и вызывающих аллергию.

Испытания фунгицидности бетонов проводили в соответствии с условиями возможностей эксплуатации конструкций в атмосферных условиях, под землей и при непосредственном контакте с водой. После испытаний в течение 1 мес образцы подвергали анализу. Результаты приведены в табл. 3. При испытании бетона с добавкой в количестве 2% массы цемента получен 100%-ный фунгицидный эффект.

В лабораторных условиях была выполнена проверка технологических характеристик бетонной смеси и физико-механических свойств бетона.

Испытаниями установлено, что введение добавки-фунгицида приводит к улучшению свойств бетонной смеси и бетона. Улучшаются пластичность и удобоукладываемость бетонной смеси, повышается связность; увеличивается объем вовлеченного воздуха. Прочность бетона с введением

Таблица 3

Условия испытаний	Содержание микроскопических грибов в 1 г бетона при содержании добавки		
	0%	1%	2%
Атмосферные	44,12±7,5	4,5±3,5	0
	100%	10,2%	0
Подземные	42,4±9,5	5,3±4	0
	100%	12,5%	0
В контакте с водой	40,6±9,5	10,8±7,1	0
	100%	26,6%	0

добавки возрастает. Введение добавки способствует снижению проницаемости и повышению морозостойкости бетона.

Материалы по биоцидным растворам и бетонам распространя-

ются НИИЖБом на основе хозяйственных договоров.

Выводы

1. Традиционные меры борьбы с поражением цементных материалов грибковой флорой не дают надежных положительных результатов. Необходимы специальные меры защиты. Перспективным является использование добавок, обладающих фунгицидным действием.

2. Разработанные ранее способы подавления роста грибов с использованием катапина-бактерицида или добавки, содержащей оловоорганические соединения, не могут применяться ввиду прекращения производства катапина и отсутствия разрешения на исполь-

зование добавки в конструкциях жилых помещений.

3. Выполнены испытания эффективности новой добавки в виде раствора и в составе бетона. При концентрации добавки в растворе, равной 2%, или при содержании ее в бетоне в количестве 2% массы цемента развитие грибковой флоры полностью прекращается.

4. Проверка технологических характеристик бетонной смеси и физико-механических свойств бетона не выявила негативного влияния добавки.

5. Следует продолжить поиск эффективных, совместимых с цементными материалами фунгицидов, среди многочисленных продуктов, применяемых для аналогичных целей в других отраслях промышленности.

АННОТАЦИЯ

книги д.т.н., проф. Милованова А.Ф., к.т.н., Соломонова В.В., к.т.н. Ларионовой З.М.
Высокотемпературный нагрев железобетонных перекрытий при пожаре на Чернобыльской АЭС

Авария на 4-м блоке Чернобыльской атомной электростанции произошла 26 апреля 1996 г. Реактор проработал 865 сут. Температура лавы во время аварии достигала 1600–1700°C.

Дается почасовой анализ развития аварии с рассмотрением протекания трех основных потоков лавы и изменения их температуры с 1600–1700 до 300°C.

Анализируются результаты опытов по радиационной стойкости раствора, бетона и углеродистых сталей, по взаимодействию кориума с температурой 2000°C с бетоном, а также рассматривается высокотемпературная эрозия бетона.

Подробно изложены результаты экспериментальных работ по влиянию высокотемпературного нагрева до 1200–1400°C на физико-механические свойства основных минералов портландцемента.

Приводятся результаты исследований прочности на сжатие портландцемента, заполнителей и упруго-пластические свойства бетона при кратковременном нагреве до 1600°C и после нагрева до этих температур в остывшем состоянии. Изменения физико-механических свойств бетона при высокотемпературном нагреве подтверждаются микроскопическими физико-химическими и петрографическими исследовани-

ями структуры бетона после воздействия температур до 1600°C.

Приведены теплотехнические характеристики бетона, коэффициенты теплопроводности и теплоотдачи наружной и внутренней поверхностей от 20 до 1600°C.

Даются изменения физико-механических свойств арматуры классов А240, А300 и А400 при нагреве до 1400°C и в остывавшем состоянии после нагрева до этих температур.

Анализируются состояния сборно-монолитных железобетонных перекрытий при кратковременном нагреве до 1600°C во время аварии и после нее. Дается расчет прочности железобетонных перекрытий в нагретом состоянии во время аварии и в охлажденном состоянии после нее.

Ориентировочная стоимость книги 80 руб (без почтовых расходов).

Предварительные заявки принимаются по адресу: Россия, 109428, Москва, 2-я Институтская ул., д.6 или по факсу 174-77-24.

Контактные телефоны: 174-79-98, 174-78-92, 174-87-97, 174-76-65.

В.П.СИЗОВ, д-р техн. наук, академик Международной АИ

О зависимости прочности и морозостойкости бетона от свойств и расхода цемента

Как известно, установление закономерности зависимости прочности бетона (R_b) от водоцементного отношения (B/C) явилось величайшим достижением в технологии бетона. На основе этой закономерности разработаны известные формулы для определения R_b . Эти формулы уточнялись и совершенствуются в настоящее время. Один из принципов уточнения общепринятой формулы изложен в [1]. Публикуются новые. В частности, в [2] (в табл.3) авторы делают попытку дать теоретическую основу зависимости R_b с учетом энергетического подхода в сравнении с известными эмпирическими формулами.

Ссылаясь на принадлежность бетонной смеси к диссипативным системам [2] (что не бесспорно), фактически из приравнивания вариантов по R_b ($R'_b = E_b/V_b$ и $R''_b = V_b/V_{ак}$) для связи E_b с $V_{ак}$ получают $V_{ак} = V_b^2/E_b$ (1), где $V_{ак}$ — объем вещества, аккумулирующего удельную энергию (по [2], в $м^3/МПа$); V_b — объем бетона в $м^3$; E_b — удельная энергия бетона (из [2] следует в $МПа/м^3$). Последующее определение полной E_b (в [2] используется R''_b) привело к непонятному результату (3), поскольку при интегрировании первообразное подинтегральной функции при $R_b=0$ стремится к $-\infty$. Тем не менее приведенное далее допущение $K_R \rightarrow 1$ упростило (3) с получением $R_b = \sqrt{2 E_b}$ (4), в $МПа$ по [2], что якобы “это также вытекает из теории фрактального кластерообразования”. Однако теория кластеров в технологии бетона не применима, и ее критика приведена в [3].

Представляя полную E_b по составляющим (5), авторы [2] уточняют определение энергии цемента E_c (7), заполнителей E_z (11) и вообще не раскрывают величину энерговоз-

действий $E_{звд}$, приводя E_b к E_c (6) через K_c . Последний в дальнейшем растворится в другом коэффициенте K_b (9), названным в [2] “сложным выражением”. Но остановимся на $E_c = R_c C V_b / \gamma_c$ (7), где из вновь введенных обозначений: R_c — активность цемента, измеряемая, аналогично R_b , в $МПа$; C — расход цемента в $кг/м^3$ (табл.2); γ — объемная масса цемента в $кг/м^3$. Из (7) следует, что E_c измеряется в $МПа \cdot м^3$. Тогда E_b из (6) также имеет аналогичное измерение, если K_c безразмерный коэффициент. Это также следует и из первого определения $R'_b = E_b/V_b$, иначе авторы не могли бы получить (1). Но как это увязывается уже с результатом в $МПа$ (4), где находится E_b ? Возникает также вопрос и о физическом смысле единиц измерения $м^3/МПа$ и $МПа/м^3$ (тем более, если вместо $МПа$ подставить $10 \text{ кгс}/\text{см}^2$).

Вопреки (4), авторы [2] пытаются доказать, что измерение и определение энергии применительно к бетону возможно (и даже не в Дж, а в надуманных единицах). Не приводя полностью варианты по R_b , вытекающие из рассуждений “элементарной выкладки” [2], авторы фактически дезавуировали не только получение и дальнейшее использование (1), но и вновь появившееся $V_{ак}$ (см. ниже).

Заявление в [2] о “трансформации энергии в силы связи и, в конечном счете, в прочность бетона” (см. R'_b) в итоге оказалось в $МПа$ не осуществленным при поставленной цели вывода теоретической основы обоснования зависимости R_b . Поэтому не случайно в [2] о $МПа$ после (4) не упоминается (исключение график, а в табл.2 по ошибке).

Далее, “решая совместно уравнения (4) и (7)”, в [2] “выявляют” (8), полученную фактически подстанов-

кой в (4) E_b из (6) с учетом E_c (7). При этом отсутствующее и в (4), и в (7) $V_{ак}$ появилось в (8), где

$R_b = \sqrt{2 K_c R_c C V_b V_{ак} / \gamma_c}$ имеет единицу измерения, вообще не похожую на прочность. Нет ясности со “сложным выражением” K_b (9), не являющимся безразмерным, и уже в (10) предлагается опять определять K_b для заполнителей (не понятно, как) “решением уравнения” (11), а в остальных случаях — по табл. 1. Но с такими рекомендациями согласиться нельзя. Метод подбора состава бетона един. Однако при его подборе учитываются и способы уплотнения бетонной смеси, и особенности специальных видов бетона, и технология бетонирования и т.д. (1).

В результате получена зависимость $R_b = K_b \sqrt{2 R_c C}$ (10) с непонятной единицей измерения R_b в $\text{кгс}/10^3 \text{ см}^2 \sqrt{1/\text{см}}$. Последующее неожиданное упоминание в [2] закона Гесса применительно к R_b только вводит в заблуждение читателя. Понимая сложность решения поставленной задачи, из изложенного выше следует, что методически вывод зависимости R_b в представленном виде нельзя признать обоснованной теоретической базой, о чем свидетельствуют ниже и другие критические замечания.

Для подтверждения полученного результата в [2] приводятся выполненные эксперименты для трех составов бетона (табл.2). Из нее следует, что авторы [2] задаются расходом воды (B) и B/C и по этим данным определяют расход C . Например, при расходе $B=120 \text{ л}/\text{м}^3$ и $B/C=0,6$ расход C составляет $200 \text{ кг}/\text{м}^3$. Однако при расходе $B=120 \text{ л}/\text{м}^3$ уложить бетонную смесь существующими средствами уплотнения невозможно, а при расходе $B=240 \text{ л}/\text{м}^3$ и $B/C=0,4$ бетонная

НИИЖБ	ВНИИжелезобетон	ВИСИ	Оргтехстрой (Вильнюс)
-16,85	-30	-7,21	-37,75
-14,52	-18,53	+1,17	-12,62
+11,63	+14,3	+28	+5,03

смесь получается литой. Сопоставление прочностных показателей в табл.2 и 3 [2] производится в разнопластичных бетонных смесях без учета пластичности (ОК).

Для снижения больших отклонений по R_b авторы [2] в табл.3 прибегают к их средним арифметическим отклонениям, что нельзя считать правильным. Равно как неправомерно высказывание в [2] относительно совпадений с данными НИИЖБа, а также Л.А.Кайсера и И.А.Киреенко, поскольку, кроме того, по второму составу ВлГУ в табл.3 вместо $R_b=308$ должно быть, по (10), $R_b=339$, что изменяет отклонение приведенных показателей, % от ВлГУ, не в пользу последнего.

В таблице настоящей статьи на примере результатов экспериментов четырех организаций приведены отклонения, % от ВлГУ, по трем составам. Из этой таблицы следует, что в отличие от данных в табл.3 отклонения не так близки, как утверждается в [2]. Кроме того, при высоких классах бетона отклонения от ВлГУ по составу 3 существенно возрастают, о чем признают и в [2]. Например, по НИИЖТу соответственно на +37,62%; Гипроцементу на +31,2%; ДИСИ на +27,59%; Ю.М.Баженову на +29,3%, что даже превышает выявленные последним максимальные расхождения (не более 25%) по эмпирическим формулам. Поставленная в [2] задача получения зависимости R_b без больших расхождений с фактическими данными, как видим, не решена.

Из [2] следует, что в предлагаемой формуле (10) V/C отсутствует. Оно заменено C , полученным $C=V/(V/C)$. Например, при расходе $V=175 \text{ л/м}^3$ и $V/C=0,5$ расход $C=350 \text{ кг/м}^3$ ($175/0,5$). Это дало основание авторам утверждать, что V/C практически не влияет на R_b , а влияет только на ускорение твердения бетона. Такие утверждения ошибочны и не новы. Еще в 1950-х гг. проф. И.А.Киреенко [5] пропаганди-

ровал эти взгляды, которые научно-технической общественностью были отвергнуты. Видимо, авторы [2] с монографией [5] не знакомы.

Изложенное выше подтверждает, что полученная (10) является эмпирической формулой. При замене в ней C на $V/(V/C)$, параметры которых должны определяться по заданным ОК и R_b , упомянутая формула принимает вид $R_b = K_b \sqrt{2R_u B / (V/C)}$, из которой следует подтверждение зависимости R_b от R_u и V/C . При подстановке в (10) R_u в МПа (ведь формула эмпирическая) результат по R_b необходимо из-за квадратного корня умножить в 3,16 раз.

В [6] рассматриваются три очень важных вопроса: влияние расхода цемента, его тонкости помола и содержания трехкальцевого алюмината (C_3A) на морозостойкость бетона. Исследования в [6] проводились с расходами цемента в диапазоне 200...550 кг/м³ при $V/C=0,5$ и расходе воды соответственно 100...275 л/м³ в бетонных смесях разной пластичности и жесткости без учета ОК.

Как следует из рис.1 [6], морозостойкость бетона при расходах C , равных 300 и 425 кг/м³, оказалась ниже, чем при расходе $C=275 \text{ кг/м}^3$, а при расходе $C=550 \text{ кг/м}^3$ меньше, чем при расходе $C=200 \text{ кг/м}^3$.

Однако эти доводы являются ошибочными, поскольку экспериментальные исследования [6] проводились в бетонных смесях разной пластичности и жесткости. Например, при $V/C=0,5$ и расходах $C=200 \text{ кг/м}^3$ и $V=100 \text{ л/м}^3$ бетонная смесь получается очень жесткой, которую, как известно, уплотнить существующими средствами невозможно. При $V/C=0,5$ и расходах $C=550 \text{ кг/м}^3$ и $V=275 \text{ л/м}^3$ бетонная смесь оказывается литой, которая практически не применяется.

На рис.2 [6] приведены результаты испытания бетона на морозостойкость за 100...350 циклов в за-

висимости от расхода $C=200...550 \text{ кг/м}^3$. Из приведенных на рис.2 данных следует, что коэффициент морозостойкости при расходе $C=275 \text{ кг/м}^3$ выше, чем при расходе C в диапазоне 350...550. Например, при расходе $C=250 \text{ кг/м}^3$ коэффициент морозостойкости равен 1,2 (морозостойкость повысилась), а при расходе $C=350 \text{ кг/м}^3$ он составил примерно 0,92. Все это свидетельствует о некорректности проведения опытов. Влияние расхода цемента на морозостойкость общеизвестно, и никакого открытия авторами не установлено, а их утверждение о том, что оптимальным, с позиции получения наибольшей морозостойкости, является расход $C=250 \text{ кг/м}^3$ ошибочно. С этими утверждениями согласиться нельзя. Сомнительны и данные, приведенные на рис.2. Кроме того, не может бетон при расходе $C=200...250 \text{ кг/м}^3$ выдерживать 350 циклов.

Влияние тонкости помола цемента на морозостойкость бетона изучали в [6] на цементах двух заводов при удельной поверхности от 1500 до 8000 см²/г. Как следует из табл.1 [6], наибольшая морозостойкость бетона обеспечивается на цементах с удельной поверхностью 3500...4000 см²/г. При повышении тонкости помола более 4000 см²/г морозостойкость бетона резко снижается, о чем свидетельствуют и данные рис.3, которые практически подтверждаются табл.1. По нашему мнению, эти выводы требуют проверки и дальнейших исследований, хотя и известно, что тонкость помола не всегда оказывает однозначное влияние на морозостойкость бетона [6].

В [6] приводятся данные о влиянии C_3A на морозостойкость бетона. Показано, что содержание его в цементе сверх 7% резко снижает морозостойкость бетона. Однако это хорошо известно: и в ГОСТах 26633-85, 10060-95 приведены ограничения по допустимому содержанию этого минерала в цементе до 8% (для бетонов гидротехнического, дорожного, транспортного и мелиоративного). К сожалению, рекомендации по учету влияния C_3A на морозостойкость бетона при содержании его больше 7% отсутствуют, а они нужны, так как в ряде районов

нет необходимого сырья для производства цемента с содержанием $C_3A < 7\%$. Поэтому цементники вынуждены выпускать цемент с содержанием алюмината кальция до 10...11%, а строители его применять.

Как следует из [6], авторами проделана большая работа по испытанию бетона на морозостойкость и прочность бетона: испытано, видимо, более 60...70 партий. В то же время трудно поверить в возможность испытаний такого количества партий в учебном институте. Для подтверждения сошлюсь только на рис. 2 [6]. Для построения последне-

го нужно было для каждого расхода цемента провести не менее трех испытаний, а при пяти — соответственно пятнадцать. А ведь испытания бетона на морозостойкость сложны, трудоемки, длительны (до года). Поэтому авторам [6] следовало бы разъяснить это и подтвердить возможность проведения таких испытаний.

Библиографический список

1. Сизов В.П. Рациональный подбор составов тяжелого бетона, М. Стройиздат, 1995.
2. Соломатов В.И., Арбенев А.С., Матвеев В.А., Хромова Т.В. Обоснова-

ние зависимости прочности бетона от активности и расхода цемента//Бетон и железобетон. — № 2. — 1999.

3. Сизов В.П. О кластерах в технологии бетона//Бетон и железобетон. — № 7. — 1991.

4. Кузнецова Т.В., Кудряшов И.В., Тимашов В.В. Физическая химия вяжущих материалов. М. Высшая школа, 1989.

5. Киреенко И.А. Проектирование состава бетона (без учета водоцементного отношения), Гостехиздат Украины, Киев—Львов, 1950.

6. Добшиц Л.М., Соломатов В.И. Влияние свойств цемента на морозостойкость бетона//Бетон и железобетон. — № 3. — 1999.

ЗАРУБЕЖНЫЙ ОПЫТ

Анализатор воздушных пор в бетоне

Долговечность бетона в условиях замораживания-оттаивания обеспечивается его рациональной пористой структурой, создаваемой введением в состав бетона порообразующих добавок. Обычно такие поры равномерно распределены в теле бетона, и их диаметр находится в пределах от 10 мк до 1 мм. Долговечность бетона, по нормам США, считается обеспеченной при создании в бетоне системы пор, при которой среднее расстояние между ними (фактор расстояния) составляет менее 0,2 мм, а удельная поверхность пор превышает 24 мм²/мм³. Рекомендуемый общий объем пор в зависимости от условий эксплуатации бетонных конструкций и номинальной крупности заполнителя должен составлять от 7,5% при крупности заполнителя 9,5 мм и суровых условиях эксплуатации до 3% (крупность 25 мм и нормальные, неагрессивные условия эксплуатации).

Общий объем вовлеченного воздуха обычно определяется компрессионным прибором в процессе изготовления бетонной смеси. Однако столь важные для обеспечения долговечности бетона параметры его пористой структуры определяются только через несколько дней после его затвердения. В США, например, в соответствии со стандартом ASTM C 457 количество и размеры пор, а также фактор расстояния определяются на шлифованном образце бетона с помощью микроскопа и других вспомогательных устройств.

Датской фирмой "Dansk Beton Teknik A/S" разработан прибор под названием "Анализатор воздушных пор" и соответствующая методика определения параметров структуры бетона в пластичном состоянии, что дает возможность оперативно вносить коррективы и необходимые изменения в последующие замесы бетона. Процедура определения

заключается в следующем: отобранная проба растворной части бетона объемом 20 см³ опускается на дно колбы, нижняя часть которой заполнена вязкой жидкостью, а сверху — водой. Раствор перемешивается в течение 30 с для освобождения воздушных пузырьков, которые медленно проходят через вязкую жидкость, попадают в верхний слой воды и собираются под погруженным плавающим записывающим устройством, связанным с весами. Подключенный компьютер подсчитывает в течение 25 мин количество пузырьков воздуха диаметром менее 3 мм, определяет фактор расстояния и удельную поверхность, т.е. параметры структуры, которые будет иметь бетон в затвердевшем состоянии.

Сравнительные испытания на пластичном бетоне по датской методике и стандарту ASTM C 457 на затвердевшем бетоне дают расхождение в пределах $\pm 10\%$.

ПРЕДЛАГАЕТ НОВЫЕ ПРИБОРЫ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ И УПРАВЛЕНИЯ



ПОЛНОЦЕННЫЙ
КОНТРОЛЬ
КАЧЕСТВА
БЕТОНА

- * Современная электроника
- * Расширенные диапазоны параметров
- * Универсальность, развитый сервис
- * Интеллектуальная и статистическая обработка измерений
- * Регистрация результатов и условий измерений во времени
- * Графический дисплей с подсветкой
- * ИК-интерфейс и программы компьютерного анализа результатов
- * Аккумуляторное питание
- * Минимальные габариты

*Поставка и обслуживание в кратчайшие сроки
Модернизация при обслуживании
Представительства в Москве,
С-Петербурге, Краснодаре и др.
Гибкая система скидок
Гарантия до 18 месяцев*

ПУЛЬСАР - 1 - ультразвуковой универсальный измеритель прочности, плотности и упругости материалов

ОНИКС - 2.3 - ударно-импульсный измеритель *прочности* материалов (бетон, кирпич и т.д.)

ОНИКС - 3 - измеритель плотности материалов

ПОИСК - 2.3 - измеритель *защитного слоя* бетона

ВИМС - 1 - *влагомер* универсальный

ИНК - 2 - измеритель механических *напряжений* в арматуре ж/б изделий

ИНК - 2К - комбинированный измеритель *напряжений* в арматуре и параметров *виброколебаний*

ВИСТ - 2 - *виброметр* строительный

ВДЛ - 5М - *дефектоскоп* вихретоковый

РТМ - 5М - *регулятор-регистратор* *многоканальный* для программной термообработки бетона

ТЕРЕМ - 3 - *многоканальный терморегистратор*

ТГ - 1 - *термогигрометр регистрирующий*

РТ - 1 - *терморегистратор* мобильный

РВТ - 1 - *регистратор влажности* и температуры мобильный

ТЕМП - 1 - *термометр* малоинерционный для различных сред

ТЕМП - 2 - *термометр* поверхностный малоинерционный

ТЕМП - 2А - безинерционный *измеритель температуры* арматурных стержней при нагреве

454080, Челябинск - 80, а/я 9544
тел/факс: (3512) 655-638, 608-742
E-mail: carat@chel.surnet.ru
Http://www.carat-ndt.ru
Московское представительство
В НИИЖБ тел. 174-75-13, 174-74-49

**9–14 сентября 2001 г. в г.Москве состоится
Всероссийская конференция по проблемам бетона и железобетона**

Цель форума — содействие ученым, специалистам и бизнесменам мировой строительной индустрии в развитии отрасли, обмен научно-технической и коммерческой информацией

ОРГАНИЗАТОРЫ КОНФЕРЕНЦИИ:

РНТО строителей, Госстрой России, Ассоциация "Железобетон"

ПРИ УЧАСТИИ:

Комплекса архитектуры, строительства, реконструкции и развития г.Москвы; Министерства строительства Московской области; РОИС; ГП "Мосстройсертификация"; НИИЖБ; РИА; МГСУ; ВНИИЖелезобетон и др.

В рамках конференции будут проведены практические семинары, тематическая выставка и конкурс на лучшую разработку последних лет в области бетона и железобетона. Победителям будут вручены дипломы

ТЕМАТИКА КОНФЕРЕНЦИИ:

- Развитие работ В.В.Михайлова по предсамонапряженному железобетону
- Железобетон в строительстве зданий
- Железобетон в мостостроении
- Товарный бетон в строительстве
- Бетон и железобетон: система евростандартов
- Перспективы развития сборного железобетона
- Железобетон в архитектуре
- Железобетон в подземном строительстве
- Железобетон в сейсмостойком строительстве
- Железобетонные пространственные конструкции
- Спецжелезобетон (трубы, сваи, шпалы, опоры ЛЭП и т.п.)
- Бетоны повышенной прочности и долговечности
- Применение легких и ячеистых бетонов
- Новые вяжущие для бетона
- Металлическая и неметаллическая арматура: тенденции и перспективы
- Новое поколение химических добавок-модификаторов
- Совершенствование расчета бетонных и железобетонных конструкций на различные виды воздействий, в том числе с учетом долговечности во времени
- Научно-техническое сопровождение строительства объектов из железобетона
- Применение железобетона как фактор устойчивости развития строительства
- Экология бетона и вторичное использование ресурсов
- Восстановление и реконструкция зданий и сооружений из железобетона
- Нормативная база отрасли
- Сертификация продукции на предприятиях стройиндустрии

СЕМИНАРЫ:

- Системы управления качеством продукции на предприятиях стройиндустрии на основе стандартов серии ISO 9000

- Применение химических добавок-модификаторов для повышения качества бетона и бетонных смесей
- Проектирование составов бетона с учетом условий среды эксплуатации
- Контроль качества бетонных работ на стройплощадке
- Совершенствование технологии натяжения арматуры
- Энергосбережение на предприятиях сборного железобетона
- Всесезонное ведение монолитного строительства

РЕГИСТРАЦИОННАЯ ФОРМА*

Ф.И.О. _____

Должность, уч.степень _____

Организация _____

Адрес _____

Телефон _____

Факс _____

E-mail _____

Сопровождающие лица _____

Я собираюсь участвовать в работе конференции. Прошу прислать дальнейшую информацию.

Я собираюсь участвовать в работе выставки. Прошу прислать дальнейшую информацию.

Я собираюсь представить доклад на тему: _____

Дополнительную информацию о конференции, выставке и конкурсе Вы можете получить в рабочей группе оргкомитета: 109428, Москва, 2-я Институтская ул., д.6, НИИЖБ, Ассоциация "Железобетон", АНО "НИИЖБ-ФОРУМ"

Тел./факс: (095) 174-7511, 174-7514

E-mail: niizhbforum@comail.ru

Дата

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 21.11.2000. Формат 60х88^{1/8}. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1.
Усл.печ.л. 4,0. Уч.-изд.л. 5,2. Заказ №

Адрес редакции:

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

Почтовый адрес редакции (экспедиция): ГСП, Москва, ул.Рождественка, д.11, корп.2,
МАРХИ, издательство "Ладья", для редакции журнала "Бетон и железобетон"
Тел. 292-6205

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

UltraTest™

ассоциация
СТРОЙПРИБОР

Осуществляет поставку

ПИРОМЕТРЫ



MiniTemp
Простое решение

Прибор оснащен лазерным прицелом; имеет фиксированный коэффициент излучения 0,95; оптическое разрешение 6:1; подсветка экрана.
Диапазон -18...+260°C. Погрешность ±2%. Цена 6 750 рублей.

серия **Raynger ST**
Профессиональный
выбор

Прибор оснащен круговым 16-ти точечным лазерным прицелом; регулируемый коэффициент излучения 0,1-1,0*; память результатов; подсветка экрана; оптическое разрешение от 12:1 до 50:1*; возможность подключения термометра.
Диапазон -32...+400/+760°C*. Погрешность 1%.



серия **Raynger MX**
Уникальные
возможности

Прибор оснащен лазерным прицелом; регулируемый коэффициент излучения 0,1-1,0; память результатов; оптическое разрешение 60:1; аналитические расчеты; возможность подключения поверхностной термопары, компьютера, принтера.
Диапазон -30...+900°C. Погрешность 1%.



серия **Raynger 3i**

Прибор оснащен лазерным и оптическим прицелом*; регулируемый коэффициент излучения 0,1-1,0; память результатов; оптическое разрешение 180:1*; возможность подключения поверхностной термопары, компьютера, принтера.
Диапазон -30...+1200/1800°C*. Погрешность 1%.

* (зависит от модели)

СТРОИТЕЛЬНЫЕ ЛАЗЕРЫ

Лазерный дальномер
DLE 30

Функции вычисления площади, объема, неизвестного катета; возможность крепления на штативе и ношения на ремне; позиционный угольник; подсветка экрана.
Диапазон 0,3...30 м. Погрешность ±3 мм.

DLE 30



Лазерный уровень
BL 20

Дальность действия до 35м. Отклонение от горизонтали 6 мм на 10 м.

BL 20



Лазерный нивелир
BL 100 VHR

Автоматическая нивелировка (гироскоп); режимы проекции плоскости и линии; возможность построения вертикальной и горизонтальной плоскостей; высочайшая производительность.
Дальность действия до 100 м. Отклонение от гориз./верт. 1 мм на 10 м.



DMO 10

ИЗМЕРИТЕЛЬНЫЕ ПРИБОРЫ

УК1401

Ультразвуковой измеритель прочности бетона.

DUS 20

Ультразвуковой дальномер. Диапазон 0,6...20 м. Погрешность ±1 см.

DMB 5

Электронная рулетка. Диапазон 0...5 м. Погрешность 1 мм.

DMO 10

Обнаружитель электропроводки и металла в бетоне. Цена 2 900 рублей.

ИПП

Измеритель плотности тепловых потоков.

DWM 40L

Электронный угломер с цифровой индикацией угла в градусах.

DNM 60L

Электронный уклономер с цифровой индикацией уклона в % и градусах.



DNM 60L



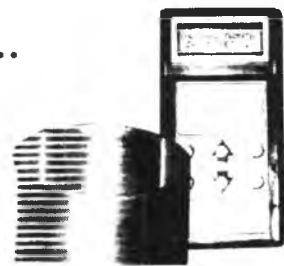
Семейство приборов **Влагомер-МГ4**



МГ-4Д Измеритель влажности древесины по ГОСТ 16588.
Диапазон 4...60 %. Семь пород древесины.

МГ-4Б Измеритель влажности бетона, кирпича по ГОСТ 21718.
Диапазон 1...45 %. Более 20 материалов.

МГ-4С Измеритель влажности сыпучих строительных материалов по ГОСТ 21718.
Диапазон 1...15 %. 8 материалов.



ИПА-МГ4

Измеритель защитного слоя бетона, расположения арматуры в железобетонных конструкциях магнитным методом по ГОСТ 22904.

Диапазон измерения защитного слоя 3...100 мм при диаметре стержней 3...40 мм.

ИПС-МГ4

Измеритель прочности бетона, раствора, кирпича методом ударного импульса по ГОСТ 22690.

Диапазон 3-100 Мпа. Автоматическая обработка и выбраковка измерений, энергонезависимая память.



ИТП-МГ4

Измеритель теплопроводности строительных материалов методами стационарного теплового потока по ГОСТ 7076 и теплового зонда

Диапазон 0,03-0,8 Вт/(м·°C).

ЭИН-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 - 1500 МПа в стержневой, проволоочной и канатной арматуре диаметром 3-32 мм, длиной 3-18 м.



ИПЦ-МГ4

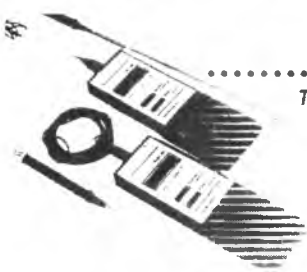
Измеритель активности цемента.

Диапазон 10-60 Мпа.

Вибротест

Измеритель амплитуды и частоты колебаний виброплощадок.

Диапазон частоты 10-100 Гц, амплитуды 0,2-2,5 мм.



Терм-1

Термометр цифровой зондовый для измерения температуры жидкостей, газов, бетонных и асфальтобетонных смесей.

Температурный диапазон от 50 до +200°C. Длина зонда 400 мм, диаметр 4...6 мм.

ИВТМ

Измеритель влажности и температуры неагрессивных газов.

