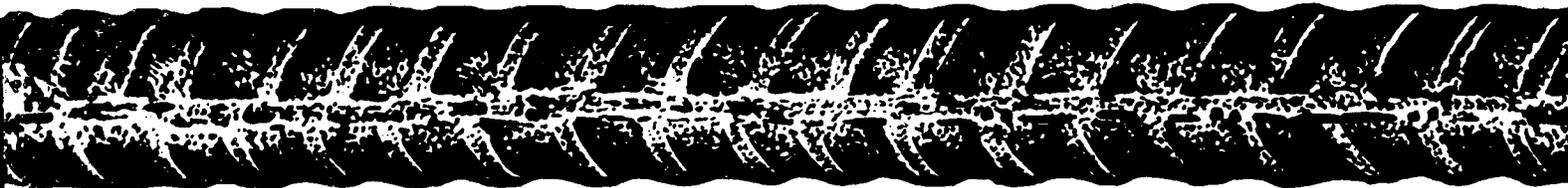
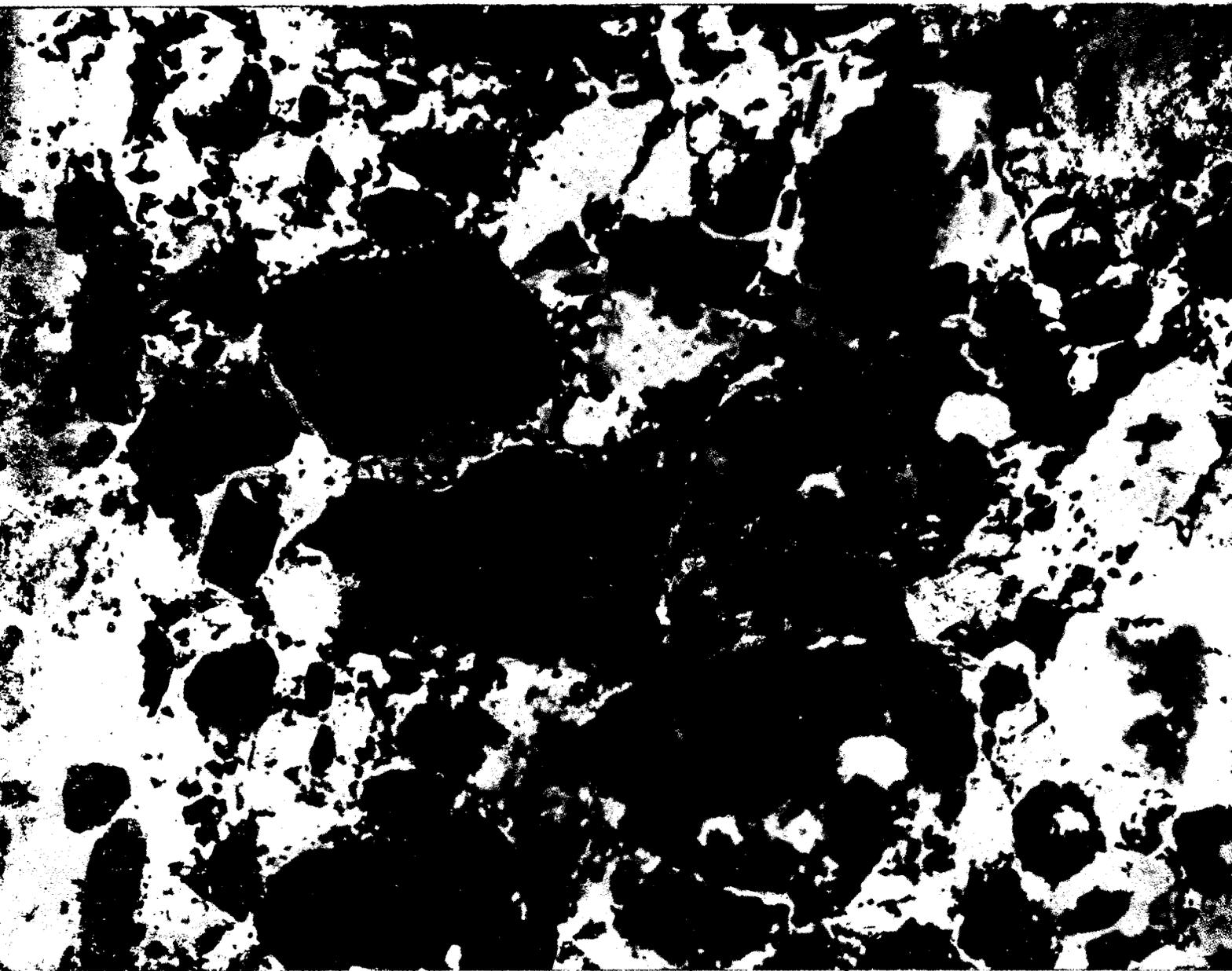


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

1

1995



1995, № 1 - 6

**УВАЖАЕМЫЕ ЧИТАТЕЛИ
И ПОДПИСЧИКИ НАШЕГО ЖУРНАЛА!**

ПРИГЛАШАЕМ ВАС К СОТРУДНИЧЕСТВУ

и предлагаем Вам стать прямым дилером издательства
Стройиздат

в Вашем регионе — представлять нашу продукцию в
местных проектных, строительных и эксплуатационных
организациях, направлять Каталог и другие рекламные
материалы Стройиздата книготоргам, книжным магазинам,
предприятиям соответствующего профиля и собирать
заказы на книги. Со своей стороны, издательство
обязуется выдать Вам доверенность на эксклюзивное
право проведения торговых операций на данной
территории

и предоставить разный процент торговой скидки на
реализацию книжной продукции (условия нашего
сотрудничества будут оговорены в заключенном с Вами
контракте). Если Вас заинтересовало предложение
Стройиздата, то наиболее полную информацию Вы можете
получить, позвонив непосредственно
в отдел маркетинга издательства по телефону 978-62-55,
факс — 978-79-00.

Адрес для писем:
101442, Москва, Долгоруковская, 23а, Стройиздат, отдел
маркетинга.

Надеемся на взаимовыгодные контакты с Вами!

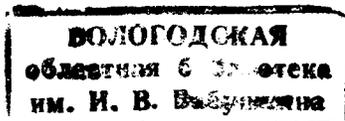
Учредители:
ВНИИжелезобетон, НИИЖБ, АК «ПолимоД»

СОДЕРЖАНИЕ

<i>Семченков А.С.</i> Проблемы гражданского строительства	2
Бетоны	
<i>Мокрушин А.Н.</i> Принципы назначения составов бетона в условиях ускоренного твердения	6
<i>Вайнштейн М.З.</i> Формирование прочности легкого бетона и механизм его деформации и разрушения	8
Арматура	
<i>Мадатьян С.А., Тулеев Т.Д., Красовская Г.М., Папу В.Н., Тихонов И.Н., Фридлянов Б.Н.</i> Влияние геометрических размеров периодического профиля стержней арматурной стали на применение их как напрягаемой арматуры	10
Заводское производство	
<i>Пунагин В.Н., Годованников А.М., Джурицкий Г.И.</i> Энергосберегающая технология тепловой обработки бетона	14
Долговечность	
<i>Иванов Ф.М., Любарская Г.В., Розенталь Н.К.</i> Взаимодействие заполнителей бетона с щелочами цемента и добавок	15
<i>Кушинский В.А., Ичко А.В.</i> Гидроизоляция, герметизация и обработка строительных конструкций	18
<i>Шлаен А.Г., Паркевич А.Г.</i> Долговечность напорных железобетонных труб, эксплуатируемых в грунтовой среде	20
В порядке обсуждения	
<i>Смирнов С.Б.</i> Исследование достоверности резонансно-колебательной модели сейсмического разрушения сооружений	23
<i>Шейнин А.М.</i> Особенности работы бетона в условиях растяжения при изгибе	26
Стандарты и нормативные документы	
<i>Габрусенко В.В.</i> О подготовке и введении в действие новых норм проектирования железобетонных конструкций	27
Информация	
<i>Михайлов К.В.</i> Международные симпозиумы Федерации по предварительно напряженному железобетону	28

Москва

Издательство
литературы
по строительству



© Стройиздат, журнал «Бетон и железобетон», 1995

Проблемы гражданского строительства

Жилищная проблема в б. СССР несмотря на строительство в период 1956—1985 гг. по 100 млн. м² общей площади жилых зданий за пятилетку и низкий прирост численности населения осталась нерешенной. Статистические данные о том, что в Союзе 70% семей живут в отдельных квартирах или домах являлись очень сильно преувеличенными, поскольку сюда включались семьи, состоящие из двух и трех поколений ближайших совершеннолетних родственников, которые по закону имеют право на собственные лицевые счета, т.е. такие «отдельные» квартиры следует относить к разряду коммунальных многосемейных.

Еще более тяжелое положение сложилось со строительством общественных зданий, площадь которых по нормам должна составлять около 40% площади жилья и которые вводились обычно со значительным опозданием. Главной причиной такой ситуации служил остаточный принцип финансирования и материального обеспечения гражданского строительства.

Сегодня в России при общем жилом фонде 2,5 млрд. м² на одного человека приходится 16,8 м² общей площади против 55 м² в США. Более 17 млн. жителей имеют менее 5 м² жилой площади на человека, около 30 млн. граждан живут в коммуналках, общежитиях или арендуют жилье, большое количество населения проживает в ветхих и аварийных домах. Проблема еще более усугубляется ввиду массового притока беженцев из ближайшего зарубежья и вывода армий из стран СЭВ и бывших республик Союза. Острейшая нехватка жилья затрудняет миграцию граждан в быстро развивающиеся районы и переселение их из районов экологических катастроф, из северных районов и с территорий массовой безработицы, сковывает передвижение населения в условиях образования общероссийского рынка.

В валовом национальном продукте доля жилищного строительства в России в 4 раза ниже, чем в США, и на порядок ниже, чем в ФРГ; приходящиеся на 1000 жителей ежегодные объемы жилищного строительства в 2,5 раза ниже, чем в США.

В последние годы в связи с освобождением материальных и людских ресурсов от сокращения строительства объектов ВПК и промышленных зданий появилась уникальная возможность существенно увеличить объем гражданского строительства, что потянет за собой целый комплекс сопряженных производств, окажет положительное влияние на всю экономику страны и выход ее из кризиса, уменьшит социальную напряженность в обществе. Но этого, к сожалению, пока не произошло, а наоборот, спад производства и инфляционные процессы привели к сокращению ввода общей площади жилых домов с 72,8 млн. м² в 1987 г. до 41,8 млн. м² в 1993 г.

В прошлом году стабилизировать ситуацию не удалось. На фоне общего уменьшения освоения капитальных вложений на 28% по сравнению с предыдущим годом, хотя и не допустили резкого снижения ввода жилья, тем не менее сократился ввод в строй различных общественных зданий на 20...40%. Вдвое упала инвестиционная активность заказчиков по сравнению с декабрем 1993 г. Государство пытается уйти от решения проблемы инвестирования строительства, переложив на предприятия 60% всех инвестиций. На федеральный и местный бюджеты запланировано, соответственно, 16 и 11% инвестиций, на внебюджетные централизованные фонды — 7,5%, на вклады граждан — 3,5%, а на коммерческие банки — менее 3%.

В связи с неплатежами предприятия вряд ли смогут выполнить свои обязательства в полном объеме. Госинвестиции за первое полугодие составили 16% запланированных на год. В последнее время появилась надежда на рост вкладов населения, доля которых ранее составляла 14% всех инвестиций. Уже сегодня за счет средств населения может быть получено до 30 трлн. р. инвестируемого в строительстве капитала. Коммерческие банки имеют более 30 трлн. р., но не спешат их вкладывать в строительство из-за длительного ожидания прибыли от продажи жилья. Большим подспорьем в решение проблемы инвестирования строительства явилось бы привлечение

десятков миллиардов долларов, переводимых предприятиями и коммерческими структурами на счета зарубежных банков, а также вклады иностранных инвесторов. Но для этого должен быть отработан механизм финансирования жилищного строительства, обеспечивающий эквивалентное вкладу количество жилой площади, возможность в любое время частичного или полного возврата вклада с учетом роста стоимости жилья, что гарантирует наиболее эффективную защиту вклада от инфляции.

Тогда уже сейчас можно было бы ожидать многократного роста инвестиций в гражданское строительство, что крайне необходимо, поскольку повышенный износ 60% жилого фонда и сокращение на две трети средств, необходимых на ремонт, приведет в ближайшее время к массовому выбытию зданий из эксплуатации. Существенное занижение объемов реконструкции зданий по сравнению с объемом капитального ремонта приводит к их моральному старению. Средства для содержания зданий предполагается получать за счет постепенного увеличения оплаты за жилье и коммунальные услуги в течение пяти лет до уровня рыночной арендной платы. В Москве уже приступили к массовому сносу и реконструкции огромного количества пятиэтажных панельных зданий до 1998 г. Аналогичную проблему необходимо решать практически во всех больших городах, где строились подобные здания.

Следовательно, кризис с дефицитом жилья и общественных зданий значительно глубже, чем это следует из постановления правительства N 595 от 20 июня 1993 г., и предложенными там темпами и методами он не может быть решен, а лишь еще более усугубится. Для хотя бы скромного обеспечения россиян в течение ближайшего десятилетия жильем — по комнате на человека — требуется, с учетом указанных выше причин, строить более 200 млн. м² жилья ежегодно — в 5 раз больше, чем предусмотрено указанным постановлением, и, кроме того, вводить порядка 50—80 млн. м² общественных зданий. Теоретически средства для

этого, как было показано выше, могут быть собраны.

Для решения этой огромной строительной задачи, учитывая нынешние трудности с финансированием, весьма важным является выбор наиболее реалистических путей развития стройиндустрии и конструктивных систем массовых зданий с учетом реальных экономических возможностей, огромного накопленного опыта строительства, климатических, географических и других особенностей России. К последним относятся холодные продолжительные зимы, огромная протяженность страны, относительно низкая и неравномерная плотность населения, отдаленность баз топливно-энергетических ресурсов от основных экономических населенных регионов. Поэтому естественно, что затраты энергоресурсов на отопление зданий, изготовление материалов, конструкций и транспортирование грузов в России выше, чем в развитых относительно небольших, плотно населенных странах с более теплым климатом и густой сетью дорог. Однако нельзя не видеть и нашего сильного отставания в вопросе экономики энергоресурсов.

В развитых странах, где жилищная проблема давно решена, где не только провозглашено, но и реализовано право человека на жилище по собственному выбору, основное массовое жилье — это малоэтажные малоквартирные дома или отдельные коттеджи. Причем для многочисленного среднего класса обычным является иметь второе жилье.

Анализ доходов граждан России показывает, что в настоящее время не более 1% населения, нуждающегося в улучшении жилищных условий, может одновременно оплатить строительство или приобретение готового дома либо квартиры. Поэтому, учитывая тяжелое экономическое положение в России, обнищание основной массы населения, отсутствие крупного в процентном отношении среднего слоя среди населения и требуемый огромный объем гражданского строительства, еще многие годы потребительские качества массово-возводимых жилых зданий будут отвечать санитарно-бытовому минимуму по социальной норме при минимальной стоимости их строительства и эксплуатации.

В России на основании многолетнего опыта и с учетом экономических и климатических особенностей разработаны и строятся в основном крупнопанельные, крупно-

блочные и каркасно-панельные полносборные здания заводского изготовления. В большой степени распространены также промышленные здания с кирпичными или мелкоблочными стенами с готовыми сборными железобетонными перекрытиями, перемычками, лестничными площадками и маршами, балконными плитами, карнизами, фундаментными блоками, лифтовыми шахтами, гипсопрокатными перегородками, сантехкабинами, оконными и дверными косяками. Для производства этих конструкций в России создана мощная база строительной индустрии, способная производить строительные материалы и изделия для ежегодного ввода в эксплуатацию 75 млн. м² общей площади жилых домов и до 25 млн. м² общественных зданий. Около 55% жилья строится в крупнопанельных конструкциях. Общественные здания в отличие от жилых в связи с различным функциональным назначением имеют весьма разнообразные внешний вид и планировку помещений. Тем не менее более 85% общественных зданий относится к массовым и строится с использованием промышленных изделий, причем более 70% с кирпичными и блочными стенами из местных строительных материалов, а остальные из связевых каркасно-панельных серий ИИ-04 и 1.020-1/83 и крупнопанельной серии 1.090.1-1. В качестве сборных наружных стен в гражданских зданиях преимущественно используются однослойные панели из легких бетонов.

При значительном росте объемов строительства, учитывая, что единовременные затраты на развитие энергетического комплекса в северных регионах страны существенно больше, чем в энергосбережение, проблема экономии энергоресурсов приобретает особо важное значение. Для ее реализации имеются следующие основные направления: совершенствование теплоснабжения и теплозащиты зданий; применение менее энергоемких в изготовлении стройматериалов и конструкций; совершенствование компоновки и конструктивных систем зданий; сокращение объемов перевозок за счет развития местной базы стройиндустрии.

На нужды только теплоснабжения в стране расходуется 725 млн. т условного топлива в год, что составляет 35% общего его расхода; из них на содержание жилищ — 200 млн. т, на общественных здания — 83 млн. т. В общем балансе энергопотери от

эксплуатации тепловых сетей и потери через конструкции зданий примерно одинаковы.

Сегодня уже очевидна бесперспективность развития только централизованной системы теплоснабжения от ТЭЦ и крупных котельных. За рубежом появились высокоэкономичные автономные источники тепла на газу и жидком топливе с КПД выше 90%. Такие котлы мощностью от 7 до 700 кВт будут выпускать на конверсионных предприятиях. Их применение позволит экономить только во вновь вводимом жилье сотни тысяч тонн условного топлива. На существующих централизованных сетях экономить топливо можно, в первую очередь, за счет внедрения комплексной автоматизации теплоснабжения, налаживания учета расхода тепла, своевременного ремонта и замены износившихся коммуникаций.

Для снижения потерь тепла через ограждающие конструкции зданий требуется многократное увеличение объемов производства эффективных материалов для конструкций стен, кровель и перекрытий над теплоподпольем, усложнения конструкций окон и дверей, применения систем автоматического регулирования отопления в каждом доме и каждой квартире. Постановлением б. Госстроя России от 25.03.94 г. в целях экономии топливно-энергетических ресурсов в строительстве сборных жилых и общественных зданий запрещается применение ограждающих однослойных панелей из материала плотностью свыше 900 кг/м³ с заменой их на трехслойные или на панели с термовкладышами. Это должно повысить теплозащитные характеристики стен до уровня промышленно развитых стран, в которых здание не принимается в эксплуатацию, если коэффициент теплопроводности его ограждающих конструкций превышает 0,27. Снижение объемной массы сборных стен из керамзитобетона может быть достигнуто путем применения более легкого мелкого заполнителя и воздухововлечения. В результате средняя плотность однослойных ограждающих конструкций (1100...1300 кг/м³) может быть снижена на 30...40%. Но для этого необходимо наладить массовое производство пористых песков.

Опыт эксплуатации пятиэтажных зданий с наружными стенами из трехслойных панелей с эффективным утеплителем показал низкое качество последних и досрочную потерю ими теплозащитных

функций. Но и за рубежом даже при высоком качестве изготовления применение теплоизоляционных материалов предусматривается на период не более 40 лет, так как даже наиболее современные композиции обладают гарантийным сроком по теплозащите не выше 15 лет.

Многолетняя практика строительства и эксплуатации зданий и сооружений подтвердила высокую морозостойкость, огнестойкость и достаточную долговечность конструкций из легких бетонов. Поэтому более технологичными и долговечными являются трехслойные панели со средним теплоизолирующим слоем из легкого бетона пониженной плотности и наружными слоями из конструкционного легкого или тяжелого бетонов. Однако в действующих нормах рассматриваются лишь однослойные конструкции, а по многослойным конструкциям данных для нормирования недостаточно. Поэтому необходимо их целенаправленное исследование при различных силовых воздействиях для разработки конструкций и их экспериментальной проверки.

Весьма эффективными для ограждающих конструкций являются ячеистые бетоны, особенно безавтоклавные, которые значительно менее энергоемки и не требуют дорогостоящего металлоемкого оборудования. Но они недостаточно исследованы, их свойства сильно зависят от состава исходных смесей и других факторов, на них отсутствуют стандарты и поэтому их пока не рекомендуется применять для конструкций в ответственных сооружениях. Однако уже сейчас их можно использовать для блоков стен малоэтажных зданий и в качестве теплоизоляционного материала. Отрицательным свойством ячеистых бетонов является повышенная, по сравнению с кирпичом и легким бетоном, влажность материала, снижающая их теплозащитные характеристики и морозостойкость.

Керамический кирпич так же, как и керамзит, является энергоемким и дорогостоящим стройматериалом, а его теплотехнические свойства недостаточны для сокращения теплопотерь при толщине стен в 2...2,5 кирпича. Применение шелевого кирпича не решает проблемы, поскольку при кладке щели заполняются кладочным раствором, что заметно снижает сопротивление стен теплопередаче. Поэтому в зданиях, особенно малоэтажных, где преобладает кирпич,

его целесообразно применять в качестве отделочного и атмосферостойкого наружного слоя стен в сочетании с более эффективным теплозащитным материалом.

Через окна и двери сегодня теряется до трети всех потерь тепла через конструкции здания. Заметную экономию тепла дает применение трехслойного остекления и стеклопакетов.

Существенно сократить количество материалов для ограждающих конструкций и энергоресурсы на их изготовление, а также потери тепла на отопление можно за счет более экономичной планировки зданий, которую приближенно можно оценивать с помощью коэффициента α равного отношению площади поверхности ограждения (стены, кровля, перекрытие над техподпольем) дома к его объему. На рисунке построены кривые зависимости коэффициента α от этажности здания при высоте этажа 3 м для четырех вариантов плана: 1 — 12×60 м; 2 — 24×60 м; 3 — 8×9 м; 4 — сложный план площадью 72 м. Из сравнения графиков видно, что снижение высоты здания с 16 до 2 этажей (кривая 1) приводит к увеличению α , а следовательно, и расходу ограждающих материалов и теплопотерь более чем в 2 раза; переход от длинных и узких многоэтажных зданий (кривая 1) к более широким (кривая 2) увеличивает α в 1,5 раза; при переходе на строительство небольших индивидуальных домов коэффициент α возрастает в 3...5 раз.

Следовательно, малоэтажное (1—2 этажа) малоквартирное и особенно коттеджное строительство требует в несколько раз большего количества дорогостоящих строительных материалов для ограждающих конструкций и дефицитных энергоресурсов, значительного увеличения сети транспортных и инженерных коммуникаций, отвлекает крупные финансовые ресурсы и силы строительных организаций. Поэтому массовое строительство индивидуальных домов должно традиционно вестись на селе в качестве основного жилья, со всеми удобствами и необходимыми хозяйственными постройками. Строительство коттеджей в городах и на селе в качестве второго жилья должно облагаться специальным налогом, компенсирующим расходы на массовое строительство основного жилья для малоимущих граждан.

Существующая в стране база стройиндустрии даже при полной ее загрузке (100 млн. м² общей площади) не может удовлетворить

и половины потребного годового объема гражданского строительства. Поэтому необходимо не только сохранить, но и по возможности еще более развить индустрию сборного железобетона в больших, крупных и крупнейших городах как главную базу для быстрого массового строительства жилых зданий средней (3...5 этажей), повышенной (6...9 этажей) и большой (более 9 этажей) этажности по типовым проектам с дешевыми квартирами по социальной норме.

Иная ситуация складывается при расселении городов, дальнейший рост которых по ряду причин невозможен, и строительстве средних и малых городов, на приоритетное развитие которых ориентируется в последние годы градостроительная политика. Здесь новое строительство должно вестись на незастроенных территориях и плохо используемых участках в застроенной части, а также в реконструируемых исторически сложившихся центрах городов. При разработке конструктивных систем зданий и определении их оптимальной этажности необходимо учитывать: состояние местной слаборазвитой базы стройиндустрии; транспортных и инженерных сетей; наличие топливно-энергетических ресурсов; стоимость и трудоемкость конструкций и строительства; особенности расположения, геологии и рельефа местности застройки, а также потребительские качества зданий и размер инвестиций. Для снижения капитальных вложений целесообразно строительство новых небольших предприятий стройиндустрии на базе местных строительных материалов с применением прогрессивных технологий, а также широкое использование монолитного и сборно-монолитного домостроения. Наиболее экономичными для массового строительства в этих условиях являются среднеэтажные многоквартирные здания увеличенной ширины.

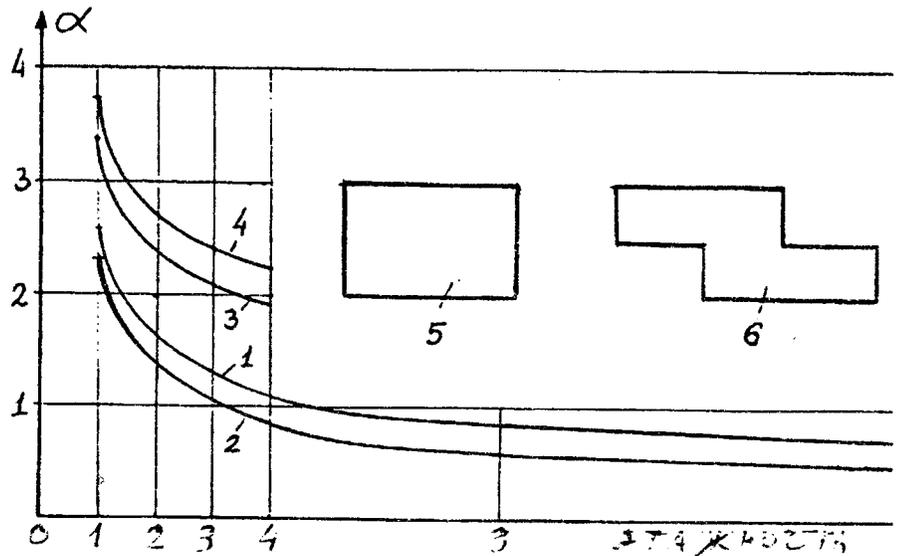
Гражданское строительство в небольших городах и на селе требует огромного по масштабам строительства автомобильных дорог с твердым покрытием и инженерных коммуникаций. В этих условиях следует полностью переходить на автономные высокоэкономичные отопительные установки, что потребует значительных капитальных вложений и времени для организации их массового производства.

Для улучшения технико-экономических и эксплуатационных по-

казателей фундаментов и подвалов зданий следует постепенно отказываться от применения сборного железобетона в пользу монолитного, что одновременно позволит высвободить значительные производственные площади ДСК и заводов ЖБК для изготовления новых конструкций.

Наиболее трудоемкими при строительстве зданий являются кровельные работы, степень механизации которых составляет всего 15%. Основной объем работ выполняется с применением традиционных рулонных битуминозных материалов, которые используют по всей территории страны. Нормативный срок службы таких кровель составляет 8 лет, что много ниже срока капитального ремонта зданий. Реально же около 30...50% площади покрытия требуют ремонта уже через 3...5 лет. В результате на ремонт кровель расходуется до 15% средств, предусмотренных на содержание всего жилого фонда, и свыше 50% выпуска рулонных кровельных материалов. Поэтому необходимо полностью изменить подход к решению конструкций крыш и кровли домов, переходя в мало- и среднеэтажном строительстве на обязательное устройство теплых мансард, покрываемых керамической или цементно-песчаной черепицей. Кроме всего прочего, это значительно улучшит архитектуру зданий и позволит получить дополнительные площади для жилья и общественных целей.

Очевидно, что в большинстве городов независимо от их размера наряду с массовыми быстровозводимыми дешевыми домами с минимальными потребительскими качествами во все возрастающем количестве будут строиться и более комфортабельные мало- и многоквартирные здания малой и средней этажности с разнообразными улучшенными архитектурными формами и с индивидуальной трансформирующейся планировкой квартир. Уже сейчас этот эффект наиболее дешево и просто может быть получен при использовании крупнопанельной серии 1.090.1-1 с открытой типизацией элементов, высотой этажей 3,3 м, увеличенным шагом поперечных стен до 9 м, с устройством теплой мансарды из трехслойных щитов, покрытых черепицей. Для обслуживания населения и создания рабочих мест в некоторых домах часть квартир (особенно нижнего и верхнего этажей, менее комфортабельных для проживания) благодаря повышенной высоте этажей



Зависимость коэффициента экономичности компоновки здания от размеров плана и этажности
1, 2, 3, 4 — варианты планов зданий; 5 — прямоугольный план; 6 — сложный план

можно легко приспособить для организации в них небольших частных общественных учреждений различного функционального назначения.

Малоэтажные здания традиционно строились в дереве и кирпиче. Однако в связи с большим дефицитом строевого леса в наиболее населенных районах страны и его высокой стоимостью, а также возможностью продажи за валюту его реально можно применять для срубов лишь в некоторых регионах страны. В основном же древесину будут использовать для отделки, столярки и полов, а также дешевых легких быстромонтируемых щитовых домов с эффективным утеплителем.

Здания из монолитного бетона, получившие широкое распространение за рубежом (особенно в странах с теплым климатом), требуют менее крупных вложений в базу стройиндустрии и могут быть решены как в каркасной, так и в панельной конструктивной системах. Главная технологическая особенность монолитного домостроения — это перенос трудоемких и дорогостоящих мокрых процессов и арматурных работ на стройплощадку, что особенно в зимнее время значительно увеличивает трудоемкость и стоимость строительства. Тем не менее монолитные здания могут оказаться эффективными при возведении их небольшими строительными организациями, не связанными с заводами сборного железобетона.

Особенно выгодно применение монолитного железобетона при возведении и реконструкции обще-

ственных зданий, которые ввиду своего функционального многообразия требуют различных объемных форм, планировок помещений, интерьеров и фасадов. При заводском изготовлении это приводит к огромной номенклатуре сборных конструкций, освоение которой из-за малого объема строительства общественных зданий в малых и средних городах, поселках и в сельской местности нецелесообразно. Поэтому для общественных зданий весьма удобен монолитный каркас с плоской бескапитальной плитой перекрытия, регулярной и нерегулярной сеткой колонн, обладающий наиболее гибкими планировочными возможностями.

В последние годы разработаны сборные и сборно-монолитные каркасы с плоским перекрытием как с натяжением арматуры в построечных условиях (система «Радиус» и др.), так и без натяжения (система «Куб»). Они имеют архитектурно-планировочные преимущества перед традиционным решением с выступающим вниз ригелем, но более трудоемки на монтаже.

Дополнительным значительным резервом роста объемов дешевого гражданского строительства является использование в качестве несущих и ограждающих элементов экономических конструкций промышленных и сельскохозяйственных каркасных зданий и, в первую очередь, ребристых плит покрытий с опиранием их на ригели или прямо углами на колонны и подшивкой потолков из дерева или СГШ. На заводах имеется большое

количество металлоформ для изготовления этих плит. В безригельном каркасе удобно применение и широких плит сплошного сечения.

Другой эффективной конструктивной системой для малоэтажных зданий являются легкий сборный и сборно-монолитный каркасы, включающие одноэтажные колонны, ненапрягаемые ригели, балки и плиты массой не более 100...300 кг, монтируемые вручную или с помощью простых механизмов и приспособлений. Все конст-

рукции имеют прямоугольные сечения, любые размеры и легко изготавливаются в простой оснастке на небольших заводах или в построечных условиях. Стены выполняются кирпичными, блочными, трехслойными или засыпными с эффективным утеплителем. Этот каркас дешев, быстро монтируется и очень удобен также и для реконструкции зданий.

Производство рассмотренных выше эффективных материалов для ограждающих конструкций и

прогрессивных конструктивных систем гражданских зданий можно организовать на имеющейся незагруженной строительной базе промышленных зданий и ВПК, на базе реконструируемых конверсионных заводов и на сотнях и тысячах новых небольших предприятий, которые необходимо построить с применением передовых технологий, не требующих крупных капитальных вложений.

БЕТОНЫ

УДК 693.542.3

А.Н. МОКРУШИН, канд.техн.наук (Альфа Цемент)

Принципы назначения составов бетона в условиях ускоренного твердения

Известно, что процесс установления составов бетона в условиях ускоренного твердения неразрывно связан с понятием марки цемента и скорости его твердения.

Вопрос скорости твердения цемента особенно остро встает при назначении составов бетона (выбор Ц/В-отношения и расхода цемента) и режимов ускоренного твердения (выбор температуры и длительности прогрева), когда к бетону предъявляются высокие требования по прочности как после тепловой обработки, так и в проектном возрасте.

Авторами работы [1] для оценки эффективности цементов в условиях ускоренного твердения предложено использовать коэффициент эффективности при пропаривании. Установлено, что он является величиной постоянной для конкретного завода-изготовителя цемента

и в то же время его величина изменяется по заводам страны от 0,40 до 0,86. Установлены узаконенные позднее в ГОСТ 22236-85 группы эффективности цементов по величине этого коэффициента.

Распределение цементов по группам эффективности при пропаривании приведено в табл. 1.

Принадлежность заводов-изготовителей цемента группам эффективности приведена в «Рекомендациях по тепловой обработке тяжелого бетона с учетом активности цемента при пропаривании» (М., НИИЖБ. — 1984 г. — С. 19).

Изучение кинетики твердения бетонов на цементах установленных групп проведено с использованием методов математического планирования эксперимента.

Для каждой группы цемента по эффективности при пропаривании выбраны по одному портландце-

менту с минеральными добавками. Цементы выбирались так, чтобы они значительно различались по активности и коэффициенту эффективности при пропаривании и были близкими по активности нормального твердения и тонкости помола. Характеристики выбранных цементов приведены в табл. 2.

В качестве заполнителей использовали песок кварцевый с $M_k = 1,7$ и щебень гранитный фр. 5—20 мм. Опыты проводили на трех составах бетона с Ц/В = 1,52; 2,00; 2,48 при подвижности бетонной смеси 3—5 см осадки стандартного конуса.

Тепловую обработку осуществляли в лабораторной пропарочной камере, снабженной автоматическим регулятором температур. Для исследований выбраны режимы с температурой изотермического прогрева (T_n) от 50 до 80°C и длительностью прогрева (B_n) от 6 до 18 ч. Время предварительной выдержки и остывания — 2 ч, скорость подъема температуры среды в камере — 20° С/ч.

Предел прочности при сжатии определяли на образцах-кубах размером 100×100×100 мм. Переходной коэффициент к базовому размеру при перерасчете прочности при сжатии принят равным 0,95. Образцы ускоренного твердения испытаны в возрасте 0,5 ч после тепловой обработки ($R_{0,5}$). Образцы нормального твердения испытаны в возрасте 28 сут (R_{28}). Математическую обработку и статистиче-

Таблица 1

Группы эффективности при пропаривании	Вид цемента	Активность при пропаривании, МПа для марки цемента		
		300	400	500
I	ПЦ	> 23	> 27	> 32
	ШПЦ	> 21	> 25	> 30
II	ПЦ	20...23	24...27	28...32
	ШПЦ	18...21	22...25	26...30
III	ПЦ	< 20	< 24	< 28
	ШПЦ	< 18	< 22	< 26

Таблица 2

Группа цемента по эффективности при пропаривании	Завод-изготовитель цемента	Активность цемента по ГОСТ 310.4-81, МПа, после		Коэффициент эффективности при пропаривании
		пропаривания	нормального твердения	
I	Пикалевский	31,1	44,0	0,71
II	Волховский	27,3	45,0	0,61
III	Старооскольский	21,8	44,6	0,49

ский анализ результатов эксперимента проводили на ЭВМ.

В результате математической обработки получены количественные зависимости прочности бетона после тепловой обработки и в проектном возрасте (МПа) от групп цемента по эффективности при пропаривании $K_{II} = 0,60 \pm 0,15 (X_1)$, времени $B_{II} = 12 \pm 6 (X_2)$ и температуры $T_{II} = 65 \pm 5^\circ C (X_3)$ изотермического прогрева, состава бетона Ц/В = $2,00 \pm 0,48 (X_4)$ и марки цемента $R_{II} = 45 \pm 5 \text{ МПа} (X_5)$

$$R_{0,5} = 20,66 + 1,95X_1 + 3,35X_2 + 3,69X_3 + 7,98X_4 + 1,42X_5 + 0,003X_1^2 - 0,99X_2^2 - 0,04X_3^2 + 0,15X_4^2 - 0,14X_5^2 - 0,79X_2X_3 + 1,21X_2X_4 + 1,49X_3X_4 \quad (1)$$

$$R_{28} = 32,87 + 9,77X_4 + 2,33X_5 \quad (2)$$

Решение задачи выполнено в два этапа. На первом этапе были реализованы опыты по матрице трехуровневого плана $B_4 [2]$, позволяющие получить зависимость $R = f(K_{II}, B_{II}, T_{II}, Ц/В)$. На втором этапе

(с целью расширения области применения полученной зависимости) по формуле ВНИИЖелезобетона $R_0 = (0,23R_{II} + 10)Ц/В - 8$ были определены переходные коэффициенты от прочности бетонов на цементах с активностью 45 МПа к прочности бетонов на цементах с активностью 40 и 50 МПа, в результате чего четырехфакторная зависимость преобразована в пятифакторную $R = f(K_{II}, B_{II}, T_{II}, Ц/В, R_{II})$.

Анализ полученных зависимостей подтвердил их статистическую достоверность и позволил разработать номограмму (см. рисунок), которая составлена для бетонов марок 200...400 с прочностью после тепловой обработки 14...30 МПа. Приведенные формализованные зависимости и номограмма достаточно адекватно отражают прочность бетонов после тепловой обработки и в проектном возрасте при Ц/В до 2,5, т.е. в пределах действия правила постоянства водопотребности бетонной смеси [3].

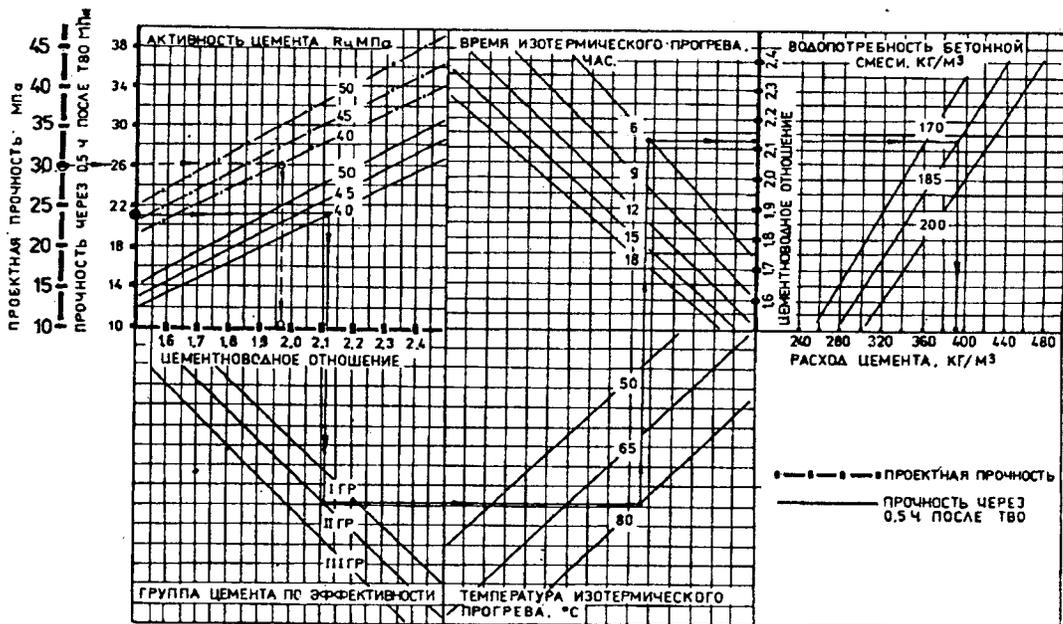
Номограмма может быть использована для решения ряда технологических и технико-экономических задач, в том числе для:

определения минимальной температуры изотермического прогрева бетонов на цементах разных групп эффективности при пропаривании при заданной длительности прогрева или, наоборот, для определения длительности прогрева при заданной температуре;

определения фактора прочности бетона (Ц/В) на цементах разных групп эффективности при пропаривании и выбора наиболее рациональных параметров режима тепловой обработки по температуре и длительности изотермического прогрева;

сравнения расхода цемента для разных марок бетона, для одной и той же марки цемента, но разных групп эффективности при пропаривании, для различных температур при одинаковой длительности прогрева или, наоборот, одинаковой длительности при разных температурах и т.д.

В качестве примера на номограмме показан порядок определения параметров режима тепловой обработки и расхода цемента для получения бетона проектной марки 300 прочностью после тепловой обработки 21 МПа на цементе марки 400, относящемся ко II группе эффективности при пропаривании при двукратной оборачиваемости камеры тепловой обработки в сутки.



Номограмма прочности бетона в зависимости от групп эффективности цемента при пропаривании и параметров режима тепловой обработки

группы и частично II группы (марка бетона 300 и выше) эффективности при пропаривании, при существующей на практике продолжительности изотермического прогрева (12...18 ч) возможно снижение температуры изотермического прогрева до 65...50°C. При проектировании состава бетона на цементах I и частично II (марка бетона 300 и выше) групп эффективности при пропаривании величина Ц/В, определенная из уравнения (1) (см. рисунок, I—V квадранты номограммы), должна быть не менее Ц/В, определенного из уравнения (2) (см. рисунок, I квадрант номограммы). В противном случае не будет обеспечена проектная прочность в 28-суточном возрасте.

Тепловую обработку бетонов, изготовленных на цементах III группы эффективности, необходимо проводить только при температуре изотермического прогрева 80°C и выше, причем увеличение длительности изотермического прогрева даже до 18 ч не всегда позволяет достигнуть требуемую прочность после пропаривания, равную 70% проектной для бетонов марки 200 и частично 300. При

проектировании состава бетона на цементах III группы эффективности при пропаривании Ц/В бетона после тепловой обработки, определенное из уравнения (1) (см. рисунок, I—V квадранты номограммы), практически всегда оказывается больше Ц/В бетона проектной марки, определенного из уравнения (2) (см. рисунок, I квадрант номограммы). Из этого вытекает, что при обеспечении требуемой прочности после тепловой обработки прочность в 28-суточном возрасте будет превышать проектную. Это говорит о том, что применение цементов III группы по эффективности при пропаривании в бетонах, к которым предъявляются высокие требования по прочности после тепловой обработки (70% проектной марки и более), всегда ведет к увеличению расхода цемента.

Таким образом, из анализа полученных зависимостей и их графической интерпретации вытекают следующие важные положения.

Расчет состава бетона на цементах I и частично II группы (марка бетона 300 и выше) эффективности при пропаривании необходимо

вести на проектную 28-суточную прочность. При этом прочность бетона после тепловой обработки всегда будет не менее 70% проектной.

Расчет состава бетона на цементах III группы эффективности при пропаривании необходимо вести на требуемую прочность после тепловой обработки (распалубочную, отпускную или передаточную). При этом прочность в 28-суточном возрасте всегда будет обеспечена.

Библиографический список

1. О выборе цементов для тепловой обработки бетона / М а л и н и н а Л.А., М о к р у ш и н А. Н., Б р у с с е р М.И., К у п р и я н о в Н.Н. // Бетон и железобетон. — 1984. — № 3. — С. 10—12.

2. Рекомендации при применении методов математического планирования эксперимента в технологии бетона. — М., НИИЖБ Госстроя СССР, 1982. — С. 103.

3. С и з о в В.П. Проектирование составов тяжелого бетона. 3-е изд., перераб. и доп. — М., Стройиздат, 1979. — С. 144.

УДК 691.327:666.973

М.З. ВАЙНШТЕЙН, канд.техн.наук (Марийский политехнический ин-т)

Формирование прочности легкого бетона и механизм его деформации и разрушения

В отличие от обычных тяжелых бетонов в легких бетонах крупный заполнитель чаще всего является наименее прочной составляющей. Поэтому он оказывает существенное влияние на формирование прочности легких бетонов и механизм их разрушения.

Эта особенность легкого бетона послужила основанием для предложения ряда гипотез формирования его прочности, механизма деформации и разрушения. Анализ показывает, что приведенные гипотезы не могут в полной мере объяснить процессы формирования прочности легких бетонов, механизм их деформации и разрушения. Они нуждаются в дальнейшем изучении и уточнении. В связи с этим нами исследованы процессы формирования прочности легких бетонов, механизм их деформации и разрушения.

Изучение деформативных свойств зерен пористого заполни-

теля, растворной части и легкого бетона показало, что:

как правило, в 7-суточном возрасте деформативность растворной части оказывается меньшей, чем деформативность керамзитобетона, т.е. этот период может быть отнесен к первой фазе твердения легкого бетона;

к 28-сут характер кривых деформации легкого бетона и его составляющих несколько изменяется, наблюдается более близкое совпадение кривых деформации раствора и бетона. По теории прочности А.И. Ваганова, в этот период должно наступить равенство между предельными деформациями зерна заполнителя и раствором в легком бетоне. Однако этого не наблюдается. Обычно зерно заполнителя показывает меньшую деформативность, чем раствор; несмотря на это, деформативности легкого бетона и раствора совпадают, а прочность первого оказывается меньше второго;

согласно названной теории, начиная с момента когда $\epsilon_p > \epsilon_3$, прочность легких бетонов не должна возрастать, так как этому препятствует разрушение зерна.

Однако, как показывают опыты, прочность легких бетонов продолжает возрастать к 90 сут, несмотря на превышение деформативности раствора (бетона) над деформативностью зерен пористого заполнителя. Иначе говоря, теория о прекращении роста прочности легких бетонов во второй фазе твердения (когда $\epsilon_p > \epsilon_3$) не подтверждается. Однако рост прочности легких бетонов во второй фазе твердения происходит менее интенсивно, чем в первой.

Результаты наших опытов дают основание утверждать, что рост прочности легких бетонов во второй фазе твердения объясняется изменением модуля деформаций составляющих легкого бетона при нагрузке (рис. 1).

Из рис. 1 видно, что модуль деформаций растворной части и бетона с возрастанием напряжения уменьшается, а для зерен заполнителя в определенном диапазоне относительного напряжения он возрастает. Можно предположить, что в нагруженном состоянии (в определенном диапазоне относительного напряжения) зерно пористого заполнителя оказывает большее сопротивление деформациям, упрочняется и может воспринимать большую нагрузку, чем в ненапряженном состоянии.

Упрочнение зерен пористого заполнителя в указанном диапазоне напряжений (согласно нашим опытам до $0,8 R_3$) происходит за счет уменьшения внутризерновой пористости и возникновения эффекта «обоймы». Это явление также подтверждается изменением коэффициента Пуассона зерен пористого заполнителя.

Упрочнение зерен пористого заполнителя в легком бетоне плотного строения в определенном периоде напряженного состояния является причиной роста прочности этих бетонов во второй фазе твердения и повышения абсолютной величины их прочности. Второй причиной более высокой прочности легких бетонов, по сравнению с низкопрочным пористым заполнителем, является коагуляция его пор цементным тестом (раствором), который, затвердевая, вызывает повышение прочности зерна заполнителя. Указанные выше два эффекта наблюдаются в легких бетонах плотного строения, и их влияние в легких бетонах пористого и крупнопористого строения проявляется в меньшей степени или вовсе не проявляется.

Для изучения характера и механизма разрушения легких бетонов нами были проведены опыты с помощью специально изготовленного прибора (рис. 2).

Как видно из схемы, суть опыта состоит в том, что через зерна и раствор (отдельно) проходит проводник, выведенный на клеммы «зерно» и «раствор» с сигнальными лампами — индикаторами.

Образец нагружали под прессом и нагрузку фиксировали манометром пресса при горящих сигнальных лампах. Погасание сигнальных ламп свидетельствовало о разрушении зерен или раствора, а нагрузка, при которой происходило это разрушение, фиксировалась манометром пресса. Таким образом удалось определить первопричину и последовательность разрушения составляющих легкого бетона и их роль в формировании его прочно-

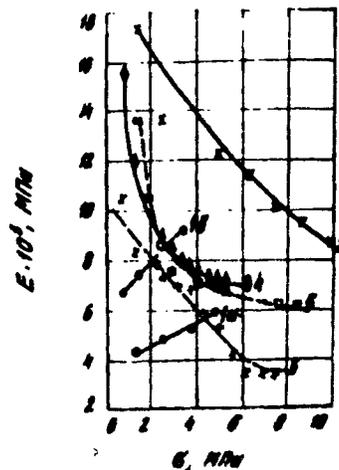


Рис. 1. Влияние напряжения на величину модуля деформации зерен, раствора и керамзитобетона

1 — зерна керамзита $R_3 = 5,7$ МПа (1, а) и $R_3 = 6,5$ МПа (1, б); 2 — раствор на тяжелом песке $R_p = 10$ МПа; 3 — керамзитобетон на тяжелом песке $R_0 = 10,2$ МПа

стных показателей. Опыты проведены на 100 образцах керамзитобетонов и витрофибробетонов плотного и пористого строения.

Опыты показали следующее:

1 — при первоначальном погасании сигнальной лампы, связанной с проводниками, проходящими через раствор, что фиксирует момент его разрушения, стрелка манометра пресса падает, т.е. всегда наблюдается разрушение бетона;

2 — при первоначальном погасании лампы, связанной с проводниками, проходящими через зерна (в легком бетоне плотного строения), что свидетельствует об их разрушении, стрелка манометра пресса продолжает показывать рост прочности бетона до момента погасания сигнальной лампы, связанной с раствором;

3 — при первоначальном погасании лампы, связанной с проводниками, проходящими через зерна в легком бетоне пористого или крупнопористого строения, дальнейшего возрастания прочности бетона не наблюдается, а стрелка манометра пресса резко падает вниз;

4 — при испытании легких бетонов плотного строения одновременного погасания сигнальных ламп-индикаторов, связанных с зернами и раствором, не происходило. Обычно наблюдается последовательное погасание сигнальных ламп (вначале лампы, связанной с зерном, а затем — с раствором) во второй фазе твердения легких бетонов и погасание сигнальной лампы, связанной только с раствором в первой фазе твердения бетона;

5 — при испытании легких бетонов пористого и крупнопористого строения наблюдается почти одновременное погасание сигнальных ламп, связанных с зерном и раствором, или только погасание лампы, связанной с зерном при его разрушении.

Выполненные исследования дают основание внести следующие уточнения в указанные выше гипотезы прочности легких бетонов.

1. Теория А.И. Ваганова в полной мере приемлема для объяснения процесса нарастания прочности легких бетонов пористого и крупнопористого строения. Она также пригодна для объяснения процесса возрастания прочности легких бетонов плотного строения в первой фазе твердения, т.е. когда деформативность раствора меньше деформативности зерна пористого заполнителя ($\epsilon_p < \epsilon_z$). Для объяснения возрастания прочности легкого бетона плотного строения во второй фазе твердения, когда $\epsilon_p \geq \epsilon_z$, указанная теория требует уточнения.

2. Одновременного разрушения зерна и раствора в легком бетоне плотного строения во второй фазе твердения не наблюдается. Разрушение легкого бетона во второй фазе твердения происходит не одновременно по зерну и раствору, а ступенчато (зерно—раствор).

3. Первоначалом разрушения легкого бетона плотного строения

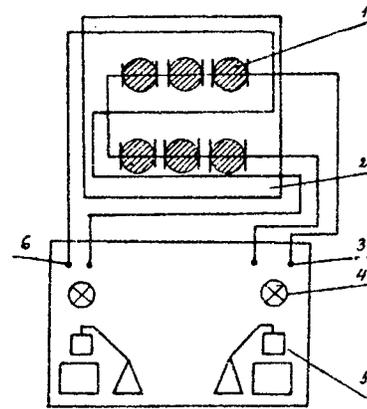


Рис. 2. Схема для определения механизма разрушения легкого бетона

1 — зерна пористого заполнителя; 2 — раствор; 3 — клеммы «зерно»; 4 — сигнальная лампа; 5 — ключ; 6 — клеммы «раствор»

являются: при $\epsilon_p < \epsilon_z$ — растворная часть; при $\epsilon_p \geq \epsilon_z$ — зерно заполнителя.

Первоначалом разрушения легких бетонов пористого и крупнопористого строения являются: при $R_{cu} < R_3$ — поверхность сцепления зерен с раствором; при $R_{cu} > R_3$ — зерно заполнителя.

4. Конечная прочность легкого бетона плотного строения во всех случаях определяется прочностью растворной части: при $R_p < R_3$ происходит однофазное твердение и одноступенчатое разрушение — по раствору; при $R_p \geq R_3$ происходит двухфазное твердение и двухступенчатое разрушение.

5. Прочность легких бетонов пористого строения формируется в одну фазу, разрушение происходит одноступенчатое — по зерну заполнителя и им определяется в основном прочность этих бетонов.

Характер плоскости разрушения легкобетонных образцов в различном возрасте наглядно иллюстрируют

высказанные дополнения к гипотезам формирования прочности легких бетонов и механизма их разрушения.

Пользуясь приведенными данными, можно планировать получение легких бетонов различной прочности, исходя из прочности зерна пористого заполнителя.

АРМАТУРА

УДК 691.87:691.714

С.А. МАДАТЯН, д-р техн.наук, проф., Т.Д. ТУЛЕЕВ, Г.М. КРАСОВСКАЯ, В.Н. ПАПУ, И.Н. ТИХОНОВ, кандидаты техн.наук, Б.Н. ФРИДЛЯНОВ, инж. (НИИЖБ)

Влияние геометрических размеров периодического профиля стержней арматурной стали на применение их как напрягаемой арматуры*

Многолетняя практика показала, что используемый в соответствии с ГОСТ 5781 кольцевой периодический профиль стержневой арматуры (рис. 1) при хорошем сцеплении с бетоном приводит к значительным усилиям распора и образованию продольных трещин при преднапряжении $\sigma_{sp} \geq 600$ Н/мм². Поэтому переход на массовое применение высокопрочной арматурной стали классов Ат-V (A800) — Ат-VII (A1200) с пределом текучести 800—1200 Н/мм² вызвал необходимость изучения поведения в бетоне такой стали с серповидным периодическим профилем (см. рис. 1).

Из [1—6] известно, что применение серповидного профиля взамен отсутствия концентраторов напряжений в местах пересечения продольных и поперечных ребер позволяет повысить прочность стали при статической и многократноповторной нагрузках и улучшить технологические показатели производства. С высокопрочной напрягаемой арматурой подобных работ ранее не проводили. Поэтому основной целью описываемых комплексных исследований было изучение влияния шага t , высоты h и угла наклона α поперечных ребер, а также относительной площади смятия f_R [2] серповидного периодического профиля (см.рис. 1, б)

высокопрочных стержней класса Ат1000 (Ат-VI) на механические свойства при статической и многократно повторной нагрузках; коррозионную стойкость в среде кипящих нитратов; сцепление с бето-

мерами на среднем уровне требований ГОСТ 5781 (см.таблицу).

Кроме того, в опытах использовали стержни стали класса Ат-1000 (Ат-VI) производства БМЗ диаметром 12 мм с серповидным профи-

Индекс профиля	Размеры			h/d_s	t/d_s	f_R
	h	t	α			
	мм		градус			
1сп	1,1	23,9	32,6	0,0688	1,49	0,024
2сп	1,4	24,7	32,8	0,0875	1,54	0,032
3сп	1,1	11,6	39,1	0,0688	0,725	0,051
4сп	1,7	11,6	52,9	0,106	0,725	0,073
5сп	1,1	11,6	53,4	0,0688	0,725	0,046
6сп	1,1	8,7	61,0	0,0688	0,543	0,058
7гл	—	—	—	—	—	—
8го	1,45	8,4	61,4	0,091	0,525	0,125

ном; длину зоны анкеровки и распорность; совместную работу с бетоном в качестве напрягаемой арматуры.

Для этих целей на комбинате «Криворожсталь» изготовили шесть вариантов стержней этого класса диаметром 16 мм с h от 0,69 d_s до 1,06 d_s , t от 0,5 d_s до 1,5 d_s и α от 32,6° до 61°, круглые гладкие стержни и стержни с кольцевым профилем с геометрическими раз-

мерами с $h = 0,08—0,09d_s$ и t от 0,583 d_s до 1,5 d_s и кольцевого профиля с $h = 0,09d_s$ и $t = 0,583d_s$.

Результаты 184 испытаний показали, что наилучшие механические свойства стержни проявляют при h от 0,07 до 0,09 d_s , t от 0,75 до 1,5 d_s и $\alpha = 32—39^\circ$ [7]. Это соответствует $f_R = 0,03—0,051$ (рис. 2).

При одинаковой высоте поперечных ребер ($h \approx 0,09d_s$) и шаге их $t \approx 0,725d_s$ у серповидного профиля и $t \approx 0,52d_s$ кольцевого стержни с серповидным профилем имеют более высокие механические параметры: σ_b на 4,5—5,3%, $\sigma_{0,2}$ на 1,2—2,2% и δ_p на 24—26%. Прочность при многократно повторной нагрузке с числом циклов 2×10^6 и

*Работа выполнена большим коллективом авторов России (НИИЖБ, ЦНИИС Минтрансстроя, ЧМИ и ВНИИЖелезобетон), Украины (к-т «Криворожсталь», ДМИТИ, г. Днепропетровск, УКРНИИмет г. Харьков), Латвии (Лиепайский МЗ) и Беларуси (Белорусский МЗ). Основные испытания по железобетону проведены авторами совместно с А.С. Натаповым, У. Саттаровым, И.Н. Суриковым и П.Ю. Жуковым.

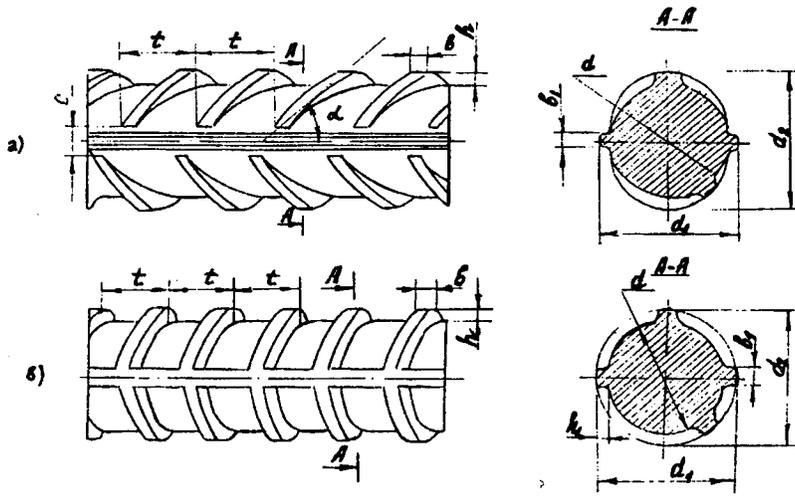


Рис. 1. Периодический профиль арматурных стержней
а — серповидный; б — кольцевой

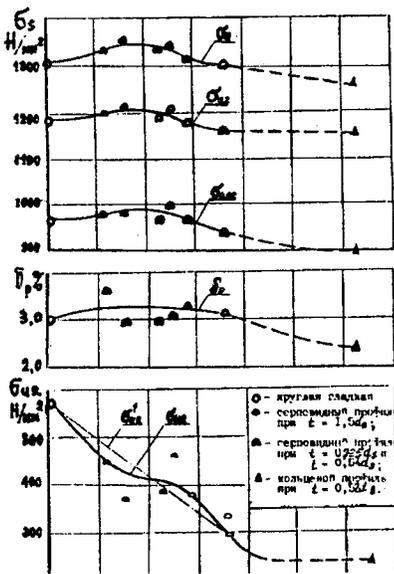


Рис. 2. Влияние относительной площади смятия профиля f_R на механические свойства стали класса А1000 при статическом растяжении и многократно повторном нагружении до $2 \cdot 10^6$ циклов при $\rho = \sigma_{\min}/\sigma_{\max} = 0,2$

$\rho = \sigma_{\min}/\sigma_{\max} = 0,2$ почти пропорционально уменьшается от 570 Н/мм² для гладких стержней при $f_R = 0$ до 300 Н/мм² при $f_R = 0,09$ (см.рис. 2, б). При этом стержни серповидного профиля при $f_R \geq 0,05$ показали предел выносливости почти вдвое больший, чем стержни с кольцевым профилем при $f_R = 0,125$.

Влияние геометрии профиля на время коррозионного разрушения в кипящих нитратах показано на рис. 3. Из него видно, что при изгибном напряжении на продольных ребрах 720 Н/мм² время до разрушения стержней периодического

профиля с $f_R \geq 0,05$ в 10 раз меньше, чем у гладких стержней, и в 3—5 раз меньше, чем у стержней с серповидным профилем с $f_R = 0,02—0,04$.

Прочность и деформативность сцепления с бетоном изучали в соответствии с Рекомендациями RC-6 RILEM/FIP/ECV методом выдергивания стержней из бетона. Всего было испытано 235 образцов. Использовали легкий и тяжелый бетоны нормального твердения и пропаренный. Прочность бетона R_b колебалась от 15 до 53,2 Н/мм².

Из геометрических параметров периодического профиля наибольшее влияние на сцепление оказывает высота поперечных ребер. Повышение прочности бетона и длины заделки стержня в бетоне в исследованных диапазонах приводит к практически пропорциональному увеличению усилия выдергивания и уменьшению деформаций сме-

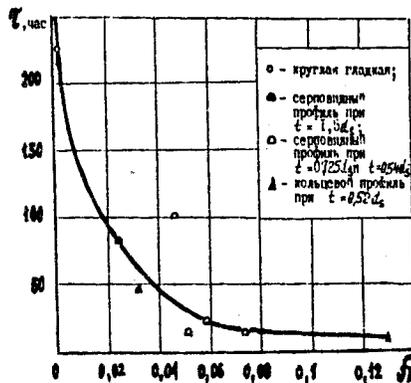


Рис. 3. Влияние геометрических размеров профиля на стойкость стержней класса А100 против коррозионного растрескивания в кипящих нитратах при изгибном растяжении $\sigma_s = 720$ Н/мм² на продольных ребрах

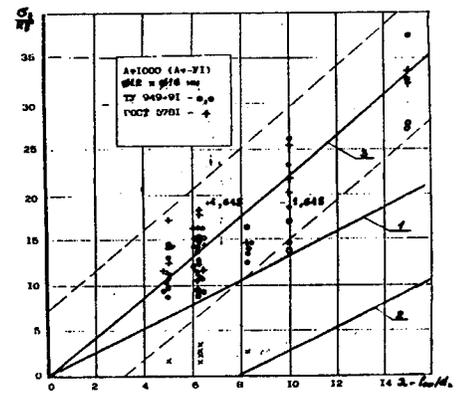


Рис. 4. Зависимость относительного усилия выдергивания стержней класса А1000 при R_b от 15 до 53,2 Н/мм² от относительной длины заделки $\lambda = l_{an}/d_s$

О, ● — стержни с серповидным профилем при $f_R \sim 0,04—0,05$ и $f_R \sim 0,073—0,01$ (4сп и 5сп); + — стержни с кольцевым профилем при f_R от 0,115 до 0,185; x — гладкие стержни; 1 — расчет по СНиП 2.03.01-84* по формуле $\lambda = 0,75 \sigma_s/R_b$; 2 — расчет по формуле $\lambda = 0,75 \sigma_s/R_b + 8$; 3 — среднестатистическая зависимость $\lambda = 0,45 \sigma_s/R$

шения. Оптимальной величиной f_R для стержней с серповидным профилем является 0,05—0,08. Это соответствует h от 0,07 до 0,09 d_s и t от 0,6 до 0,8 d_s . Статистический анализ зависимости σ_s/R_b от $\lambda = l_{an}/d_s$ для стержней класса А1000 диаметром 12 и 16 мм с серповидным профилем по ТУ 14-2-949-91 и кольцевым профилем по ГОСТ 5781 показал практически одинаковые их средние значения и дисперсию (рис. 4).

Для задач, связанных с проектированием, изучали также зависимость σ_s/R_b от $\lambda = l_{an}/d_s$ при начале смещения стержней ($q_0 = 0,25$ мм), а также влияние диаграммы растя-

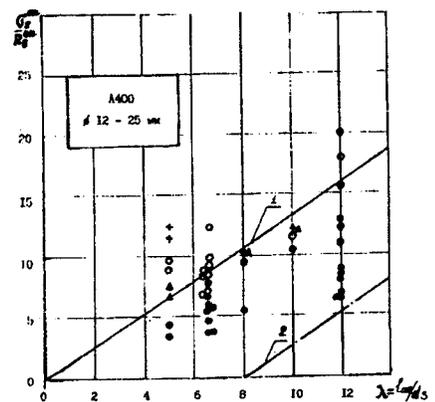


Рис. 5. Испытание на выдергивание стержней класса А400 (А-III) $R_b = 17—35$ Н/мм², +, O — стержни кольцевого и серповидного профилей при выдергивании с нарушением смещения; ▲, o — то же, при начале смещения ($q_0 = 0,25$ мм); 1 — расчет по формуле $\lambda = 0,75 \sigma_s/R_b$; 2 — расчет по формуле $\lambda = 0,75 \sigma_s/R_b + 3$

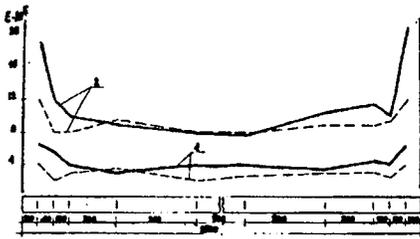


Рис. 6. Поперечные деформации бетона боковой поверхности призматической балки (II серия)
1 — $\sigma_{sp} = 306 \text{ Н/мм}^2$; 2 — $\sigma_{sp} = 773 \text{ Н/мм}^2$;
--- - арматура с серповидным профилем 4сп; арматура с кольцевым профилем 8 го

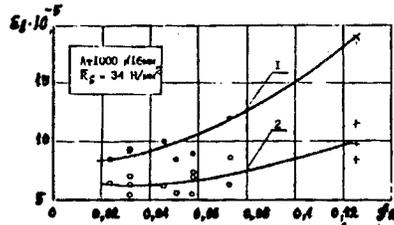


Рис. 8. Влияние f_R на деформации распора ϵ_{sp} в призмах
1 — $\sigma_{CON} = 773 \text{ Н/мм}^2$; 2 — $\sigma_{CON} = 571 \text{ Н/мм}^2$
O, ⊕ и x, + — опытные данные по образцам со стержнями серповидного и кольцевого профилей

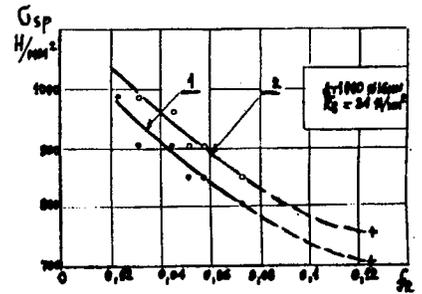


Рис. 9. Зависимость напряжения, вызывающего продольные трещины раскола, от f_R
1 — напряжение до образования трещин; 2 — напряжение при образовании трещин

жения и прочности арматуры на усилие и деформативность сцепления (см.рис. 4 и рис. 5).

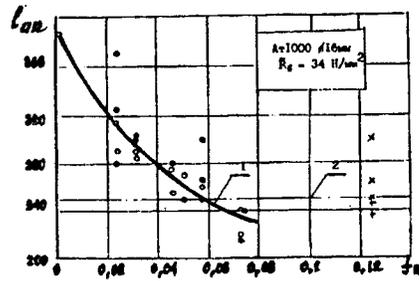


Рис. 7. Влияние f_R на длину зоны передачи преднапряжения l_p при $\sigma_{CON} = 773\text{--}835 \text{ Н/мм}^2$
O, ⊕ и ⊗, x — опытные данные по балкам и призмам; 1 — средние опытные данные l_p ; 2 — расчет l_p по СНиП 2.03.01-84

Опыты показали, что выпускаемая по ТУ 14-2-949-91 арматура с серповидным периодическим профилем имеет такие же показатели

по усилию сцепления, как и стержни кольцевого профиля по ГОСТ 5781, и для нее независимо от класса прочности применимы расчетные формулы СНиП $\lambda = 0,75[\sigma_f/R_b] + 8$.

Длину зоны передачи преднапряжения l_p на бетон и распорность профиля ϵ_{sp} изучали путем испытания 6 серий из 37 образцов призматических балок размером в сечении $100 \times 100 \text{ мм}$ длиной 2700 мм (рис. 6) в соответствии с методикой Рекомендаций PILEM/FIP/ECB.

Призматические балки имели один напряженный стержень диаметром 16 мм , расположенный в центре сечения. Использовали шесть видов серповидного профиля, один — кольцевой и гладкие стержни (см.таблицу). Бетон естественного твердения на тяжелых и легких заполнителях характеризовался кубиковой прочностью R_b от 21 до 34 Н/мм^2 . Одна сторона во всех образцах имела поперечную арматуру из проволоки класса А500 ди-

аметром 5 мм с шагом 70 мм . С другой стороны поперечная арматура отсутствовала [8].

Серии отличались уровнем предварительного напряжения σ_{sp} : $0,55 \sigma_{0,2}$; $0,8 \sigma_{0,2}$ и $0,9 \sigma_{0,2}$, а также сочетанием профилей в серии. Зависимость l_p от h , l и σ_{sp} носит сложный характер [8]. Наиболее удачно влияние геометрических размеров профиля на l_p и ϵ_{sp} оценивается через относительную площадь смятия f_R (рис. 7 и 8).

Одинаковые величины l_p для серповидного и кольцевого профилей обеспечиваются при f_R для серповидного профиля ($0,056\text{--}0,09$) вдвое меньше, чем кольцевого ($0,12\text{--}0,18$). При этом распорность серповидного профиля [8] примерно вдвое меньше (см.рис. 8).

Применение стержней серповидного профиля позволяет увеличить преднапряжение арматуры до $\sigma_{sp} \geq 800 \text{ Н/мм}^2$ без образования продольных трещин раскалывания (рис. 9).

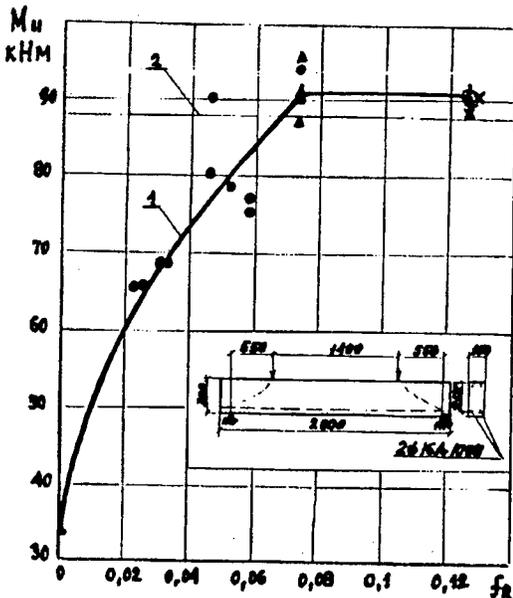


Рис. 10. Зависимость прочности преднапряженных балок по наклонным сечениям от f_R арматуры
1 — средние опытные данные; 2 — расчет по СНиП 2.03.01-84;
⊕ + — балки Т.Д. Тулеева; ⊕ x — балки У. Саттарова

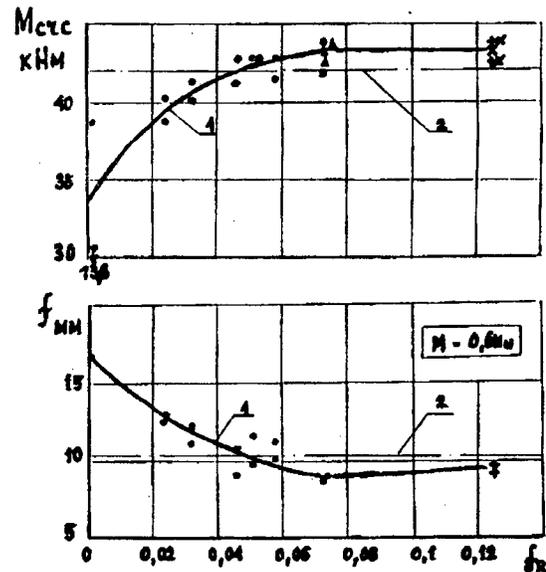


Рис. 11. Влияние f_R на момент образования нормальных трещин M_{cr} и прогибы преднапряженных балок f_{obs}
1 — средние опытные данные; 2 — расчет по СНиП 2.03.01-84

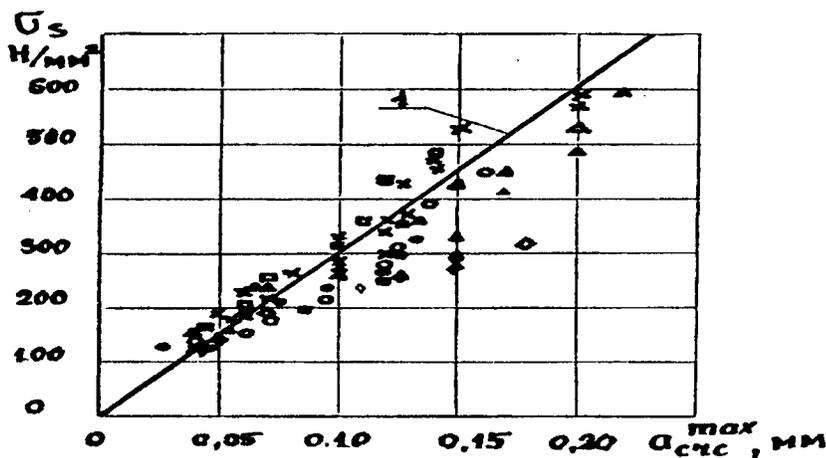


Рис. 12. Зависимость ширины раскрытия нормальных трещин от напряжения в арматуре преднапряженных балок
 ● — BH1cp; ○ — BH2cp; △ — BH3cp; □ — BH4cp; ▲ — BH5cp; ■ — BH6cp; ☆ — BH7cp-2; x — BH8cp
 I — расчет по СНиП 2.03.01-84*

Полученные результаты были проверены на 22 балках высотой 300 мм, шириной 150 и пролетом 2800 мм (рис. 10). Балки армировали двумя напряженными стержнями класса Ат1000 диаметром 16 мм. Величина преднапряжения $\sigma_{CON} = 800 \text{ Н/мм}^2$. Из тяжелого бетона с $R_b = \text{от } 44 \text{ до } 46 \text{ Н/мм}^2$ были изготовлены 16 балок (по две балки с арматурой всех видов исследуемых профилей, включая гладкую). Шесть подобных балок со стержнями периодического профиля были изготовлены также из легкого бетона с $R_b = 30 \text{ Н/мм}^2$.

Установлено, что изменение геометрии периодического профиля стержней не оказало влияния на величину потерь напряжений от усадки и ползучести, за исключением использования гладких стержней без концевых анкеров, где эти потери были больше.

Испытания балок на изгиб осуществляли через 30—50 сут после бетонирования. Свободно опертые балки загружали двумя сосредоточенными грузами, расположенными на расстоянии 550 мм от опор (см.рис. 10). Исследования показали, что прочность по наклонному сечению, момент образования трещин в зоне изгиба и прогибы балок могут быть оценены в зависимости от f_R арматуры (см.рис. 10 и рис. 11).

Геометрические размеры периодического профиля арматуры практически не оказали влияния на ширину раскрытия нормальных трещин, которая во всех случаях

соответствует расчету по формуле (144) СНиП 2.03.01-84* (рис. 12).

Все испытанные балки по характеру разрушения могут быть разделены на две группы. К первой группе относятся балки со стержнями напрягаемой арматуры с f_R в основном меньше 0,06. Эти балки разрушались по наклонному сечению от действия изгибающего момента с нарушением анкеровки продольной арматуры. Балки со стержнями при $f_R \geq 0,06$ разрушились по наклонному сечению от поперечной силы с раздроблением бетона над наклонной трещиной. Аналогично разрушилась одна балка с гладкой напрягаемой арматурой с анкерами по торцам.

Выводы

1. Исследования показали, что в качестве напрягаемой арматуры следует использовать стержни высокопрочной стали серповидного профиля со следующими геометрическими параметрами: высота поперечных ребер h от 0,075 до 0,1 d ; шаг поперечных ребер t от 0,6 до 0,8 d ; угол наклона ребер λ от 35 до 60°; относительная площадь смятия f_R от 0,55 до 0,1. Эти требования реализованы в ТУ 14-2-949-91 и в проекте ГОСТ 10884.

2. Применение напрягаемой стержневой арматуры с таким профилем полностью отвечает положениям СНиП 2.03.01-84* и позволяет исключить продольные трещины раскалывания при преднапряжении до 800 Н/мм².

3. Для условий многократно повторных нагрузок и сильных агрессивных сред целесообразно применение гладкой напрягаемой арматуры с анкерами.

Библиографический список

1. Влияние на геометрия на профиля въерху механичните показатели на тепловалуваните арматурни стомани. Цанко Цанков, Кирил Филипов, Юрий Алкалай и др. //Рудодобив металлургия. — 1965. — N 3.

2. Rehm G., Eligehausen R. Untersuchungen über das tragverhalten von übergreifungstossen geschweissten Betonstahlmatten aus Betonrippenstahl unter Schwellast. Beton. Fertigteiltrechnik. V. 1., N 10, oct/ 1974.

3. Рискинд Б.Я., Масленников В.М., Кучер Б.В. Арматура нового периодического профиля и ее исследование на выносливость и сцепление с бетоном. Сб.тр. УралНИИстройпроект, 1967. — Железобетон и железобетонные конструкции. — С. 51—54.

4. Овчинникова И.Г., Судачков Г.Н., Додонов М.И. Сцепление стержневой арматуры периодического профиля с бетоном. — В сб. «Материалы VI конференции по бетону и железобетону. — Рига, 1966.

5. Мулин Н.М., Каневский В.П., Судачков Г.Н. Новый тип профиля для стержневой арматуры. Эффективные виды арматуры для железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1970. — С. 16—45.

6. Проектирование периодического профиля для высокопрочной стержневой арматуры преднапряженных конструкций. С.М. Скоробогатов, О.Н. Краюшин, А.С. Курилов и др. //Бетон и железобетон. — 1978. — N 10. — С. 20—21.

7. Мадатян С.А., Тулеев Т.Д., Суриков И.Н., Натанов А.С. Влияние геометрических размеров периодического профиля стержневой арматуры на ее механические свойства. /Известия вузов. Стр-во и архитектура. — 1991. — N 3. — С. 133—136.

8. Мадатян С.А., Тулеев Т.Д., Суриков И.Н. и др. Анкерка напрягаемой стержневой арматуры //Бетон и железобетон. — 1990. — N 12. — С. 9—11.

Энергосберегающая технология тепловой обработки бетона

Тепловая обработка изделий сборного бетона и железобетона является наиболее энергоемкой операцией технологического цикла, что обусловливается, в частности, нерациональным использованием тепловой энергии, подаваемой в камеру. В период подъема температуры часть тепла идет на нагрев изделий и среды, часть на тепловые потери камеры и образование конденсата. По мере повышения температуры изделий доля «усваиваемой» части энергии уменьшается и, начиная с момента стабилизации теплового поля в изделии, становится близкой к нулю, что резко увеличивает долю непроизводительных потерь тепла.

Соотношение между количеством тепла, идущим на нагрев изделия, и потерями может служить для оценки эффективности использования тепловой энергии установки (КПТУ). Величина этого показателя и ее изменение по времени зависят от многочисленных факторов: конструктивных особенностей и состояния конкретной тепловой установки, степени ее загрузки изделиями и их формы, а также от состава бетона и теплофизических свойств его составляющих.

Область изменения КПТУ для обследованных установок ТВО периодического действия приведена на рис. 1.

Для уменьшения непроизводительных расходов тепла было предложено прекращать подачу энергии после достижения изделием расчетной температуры ТВО [1]. При этом предполагалось, что по-

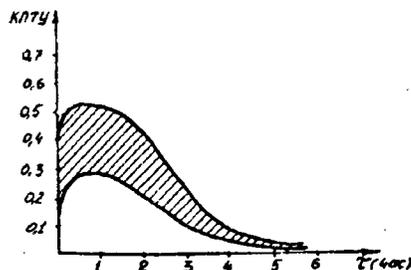


Рис. 1. Область изменения КПТУ установок периодического действия

тери тепла установкой будут покрываться экзотермией вяжущего (термосный метод ТВО). Применение этого метода позволяет резко снизить расход энергии в расчете на 1 м³ бетона изделий, подвергающихся термообработке, однако практическое осуществление его затруднено тем, что теплотери большинства камер значительно превышают количество тепла, выделяющееся в результате тепловыделения.

Технологически более приемлемо применение импульсного метода ТВО, основные положения которого изложены в работах [2, 3]. Сущность этого метода заключается в том, что в период изотермического прогрева теплоноситель подается импульсами, частота которых определяется технологическими параметрами. При прекращении подачи теплоносителя температура среды камеры, а следовательно и температуры изделия начинают снижаться, но скорость снижения температура среды значительно выше, нежели изделия (рис. 2).

Анализ экспериментальных данных показал, что основным показателем, от которого зависит соотношение скоростей изменения температуры изделия и среды, является форма изделия, определяемая модулем поверхности, т.е. отношением площади поверхности изделия к его объему (1/см), причем с увеличением этого модуля разница в скоростях остывания уменьшается.

Как видно из рис. 2, за время 0,5 ч после прекращения подачи энергии температура среды падает на 15–20°C, а средневзвешенная температура изделия (замеры производили на трех уровнях и средневзвешенную температуру определяли по выражению $t_{cp} = (t_1 V_1 + t_2 V_2 + t_3 V_3) / (V_1 + V_2 + V_3)$, где t_n и V_n — температура и усредненный объем изделия на соответствующем уровне) на 8–10°C.

Предельное значение понижения температуры, после которого возобновляется подача энергии, есть величина, определяющая режим импульсного метода ТВО. При этом должны выполняться следующие условия: общее время тепловой обработки не должно существ-

венно увеличиваться по сравнению с обычным способом ТВО и в материале изделия не должно возникать температурных напряжений, вызывающих трещинообразование бетона.

Под существенным увеличением времени ТВО при импульсном режиме понимается сохранение режима оборачиваемости форм, принятого при термообработке обычным методом.

Анализ лабораторных и производственных испытаний показал, что улавливаемое экспериментальным путем (до 10–12%) уменьшение прочности образцов, обработанных по импульсному режиму (в сравнении с обычным), наблюдается при снижении температуры среды до 20–25°C на жестких смесях и 15–20°C на пластичных. Это снижение температуры соответствует снижению средневзвешенной температуры изделия на 8–12°C, в зависимости от массивности последнего.

Температурно-влажностные гра-

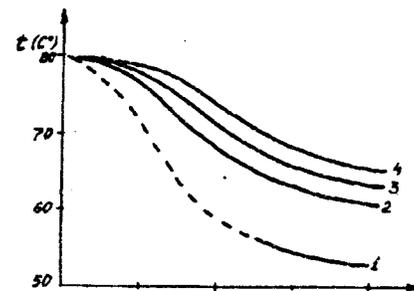


Рис. 2. Изменение температуры среды и изделия в период прекращения подачи теплоносителя

1 — температура среды; 2, 3, 4 — температура изделия соответственно с модулем поверхности 0,033 см-1, 0,04 см-1, 0,06 см-1

диенты, вызывающие появление напряжений, возникают как на стадии нагрева, так и на стадии охлаждения, причем их величина переменна по времени. Величину первых можно отчасти регулировать скоростью поднятия температуры согласно рекомендациям [1].

Величина тепловых градиентов, возникающих в период охлаждения, определяется скоростью остывания среды камеры и зависит от ее конструктивных и индивидуаль-

ных условий, а следовательно, не поддается регулированию. Учитывая нелинейный характер изменения скорости охлаждения изделия (см.рис. 2), параметром, в той или иной степени определяющим величину температурных градиентов, является предельно допускаемое значение снижения температуры среды и изделия. При этом вектор напряженности температурного поля и, следовательно, температурные напряжения изменяют свой знак на обратный по отношению к периоду нагревания, т.е. являются знакопеременными. Наибольшая величина температурных градиентов наблюдается у поверхности изделий. Возникающее на ней напряжение и возможные микронарушения, не оказывая существенного влияния на общую прочность изделия, во многом определяют его морозостойкость, долговечность и т.д.

Поэтому для определения параметров импульсного режима, обеспечивающих отсутствие деструктивных процессов на поверхности изделия, использовалась методика определения проницаемости бето-

на с помощью прибора АГАМА-2Р. Анализ результатов эксперимента показал, что в диапазоне изменения В/Ц от 0,35 до 0,55 конечная воздухопроницаемость начинает увеличиваться при снижении температуры изделия на 8—10°C, т.е. предельно допускаемое снижение температуры изделия по принципу продолжительности цикла и отсутствия деструктивных процессов совпадают.

Выводы

Импульсный метод позволяет исключить из цикла ТВО время, в течение которого тепловая энергия расходуется наиболее непроизводительно, с минимальным значением КПТУ. Частота импульсов подачи теплоносителя определяется скоростью снижения температуры среды камеры, которая не должна превышать 15—20°C. При этом не возрастает длительность цикла ТВО и в материале изделия не возникнут деструктивные процессы, обусловленные температур-

но-влажностными градиентами. При соблюдении этих условий снижение расхода теплоносителя в производственных условиях достигало 45—55%.

Библиографический список

1. Пособие по тепловой обработке железобетонных конструкций и изделий. ВНИИжелезобетон Госстроя СССР. — М., 1989.
2. П у н а г и н В.Н., Г о д о в а н н и к о в А.М., Д ж у р и н с к и й Г.И., Г е й д р и х В.П. Совершенствование тепловлажностной обработки бетона //Бетон и железобетон. — N 3. — 1992. — С. 21.
3. Г о д о в а н н и к о в А.М., Д ж у р и н с к и й Г.И., Д ж у р а б е к о в А.И., П у н а г и н В.Н. Принципы совершенствования тепловой обработки тяжелых бетонов. — Ташкент, Маскан, 1992, N 1. — С. 28—29.

ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

УДК 691.327:666.9.019.3

Ф.М. ИВАНОВ, Г.В. ЛЮБАРСКАЯ, Н.К. РОЗЕНТАЛЬ (НИИЖБ)

Взаимодействие заполнителей бетона с щелочами цемента и добавок

Проблема исследования, диагностики и предупреждения внутренней коррозии бетона, вызванной взаимодействием заполнителя с компонентами цементного камня, продолжает оставаться актуальной [1, 7, 8, 9]. Наиболее распространенным процессом внутренней коррозии является взаимодействие соединений щелочных металлов — натрия и калия, содержащихся в цементе и добавках (далее по тексту — щелочей), с кремнеземом в заполнителе. Реагировать с щелочами может не только аморфный кремнезем, но и некоторые разновидности микрокристаллического кварца, в особенности кварца с нарушенной регулярностью кристаллической решетки. В результате такого взаимодействия на поверхности контакта заполнителя с цементным камнем образуются гидратные продукты, набухающие во влажных условиях, а в бетоне вызывают растягивающие напряже-

ния, вызывающие деформации, образование трещин, снижение прочности и разрушение бетона.

Известны случаи «отстрела» лещадок бетона от поверхности конструкции, когда на дне образовавшегося кратера обнаруживается расширяющееся зерно реакционноспособного заполнителя. Сложность проблемы предопределяется медленностью процессов этого вида коррозии, когда ее признаки появляются через месяц, а во многих случаях и через годы эксплуатации сооружений. При этом многие внешние признаки развития этого вида коррозии сходны с повреждениями бетона в результате других процессов — увлажнения и высушивания, замораживания и оттаивания, действия сульфатов и др. Правильный диагноз и прогноз развития этого сложного вида коррозии бетона необходимы для оценки степени надежности железобетонных конструкций, при из-

готовлении которых были применены заполнители, содержащие потенциально реакционноспособный (ПРС) кремнезем [2].

До сих пор отсутствуют методы приостановления коррозионного процесса, вызываемого указанным взаимодействием. Исключение составляет лишь полное высушивание бетона и поддержание его в таком состоянии во все время эксплуатации. Большие трудности вызывает отсутствие быстрых методов определения ПРС заполнителей и прогноза развития коррозии в зависимости от содержания в бетоне соединений щелочных металлов.

Интенсивные работы по созданию методов анализа заполнителей на содержание реакционноспособного кремнезема и определения возможности коррозионного процесса в бетоне ведутся в составе Технического комитета РИЛЕМ (Международного объединения лабораторий по испытанию материа-

Страна	Петрографический	Химический	Измерение деформаций образцов				Испытание микропризм	Химическая усадка	Изменение плотности по водопоглощению
			бетона	раствора	ускоренные при 80°C				
					в NaOH	в NaCl			
Австралия					+				
Аргентина	+	+		+					
Бельгия						+			
Великобритания	+		+						
Германия		+						+	
Дания						+			
Ирландия	+	+		+			+	+	
Италия	+	+		+					
Канада	+	+	+	+					
Кипр		+		+					
Новая Зеландия	+	+		+					
Норвегия			+		+				
Россия	+	+		+					
США	+	+		+	+				
Франция			+	+			+		
Южная Африка		+	+		+				
Япония		+		+	+				

+ — метод применяется

лов) ТК 106. Главная задача этого комитета — создание единого метода быстрого определения ПРС заполнителя бетона для оперативного обнаружения и разработки способов предупреждения коррозионного процесса. Последнее представляет самостоятельную задачу.

Состояние дела с применяемыми методами определения ПРС в разных странах мира иллюстрируется таблицей. Методы, принятые в нашей стране, описаны в [2, 3]. Существующая система испытаний основывается на сочетании нескольких методов [рис. 1]. В первую очередь, предлагается оценивать заполнитель методом петрографической разборки, с помощью которого приближенно определяется количество ПРС пород и минералов. Если в заполнителе хотя бы в небольшом количестве обнаружены ПРС, применяют химический метод, основанный на определе-

нии содержания растворимого в щелочах кремнезема [2, 3, 4]. Эту процедуру целесообразно выполнять на пробах, которые петрографически разделены по видам пород и минералов с тем, чтобы оценить их реакционную способность по критерию содержания растворимого кремнезема в 50 ммоль/л. Принципиальную возможность развития деформации выявляют на растворных образцах. Испытание проводят в стандартных условиях при заданных составах раствора, зерновом составе заполнителя, виде и содержании щелочей в цементе, размере образцов, температуре и влажности среды [2, 5, 6].

В реальном бетоне коррозионный процесс зависит не только от содержания растворимого кремнезема и щелочей, но и от характеристик структуры породы — ее пористости, проницаемости и даже от размеров зерен заполнителей, а

также от пористости и проницаемости бетона. В связи с этим необходимы испытания непосредственно в бетоне с измерением деформаций расширения как основного признака коррозионного процесса, при конкретном сочетании цемента и заполнителей [6]. Этот метод дает надежные результаты как для оценки ПРС заполнителя, так и для определения степени опасности возникновения коррозионного процесса на конкретных материалах. Основным недостатком методов, основанных на измерении деформаций образцов, твердевших при температуре не выше 40°C, является длительность испытаний, достигающая 12 мес. Поэтому требовалось создать быстрый метод оценки опасности появления и развития коррозионного процесса.

Предложено несколько ускоренных методов [8, 9, 10]. Сопоставление их показало, что наибольшую надежность и сравнительную простоту имеет метод, в котором ускорение процесса достигается за счет погружения образцов в раствор щелочи и повышения температуры до 80°C, что снимает все сложности с нормированием содержания щелочей в цементе и составе бетона [10]. В НИИЖБе были проведены испытания одних и тех же материалов: химическим методом, методом измерения деформаций образцов раствора, принятом в стандарте ASTM C-227, и методом, основанном на испытании образцов в растворе щелочи и при температуре 80°C.

Испытания проведены на образцах, изготовленных на плотных и легких пористых заполнителях, показавших высокое содержание активного кремнезема по химическому методу. Ускоренный метод характеризовался следующими параметрами: размер образцов 25x25x250 мм; состав раствора по массе 1:2,25 = цемент:заполнитель; концентрация раствора NaOH — 1Н (4%); температура испытания — 80°C; продолжительность испытания — 12 сут; измерение деформаций — ежедневно при температуре 20°C; критерий — величина относительных деформаций менее 0,1% при условии, что последний (одиннадцатый) результат испытания отличается от трех предшествующих не более чем на 15%. Исследования показали, что результаты ускоренного метода, как правило, совпадают с данными испытаний по методу ASTM C-227.

Сопоставление данных химического анализа содержания растворимого кремнезема с результатами

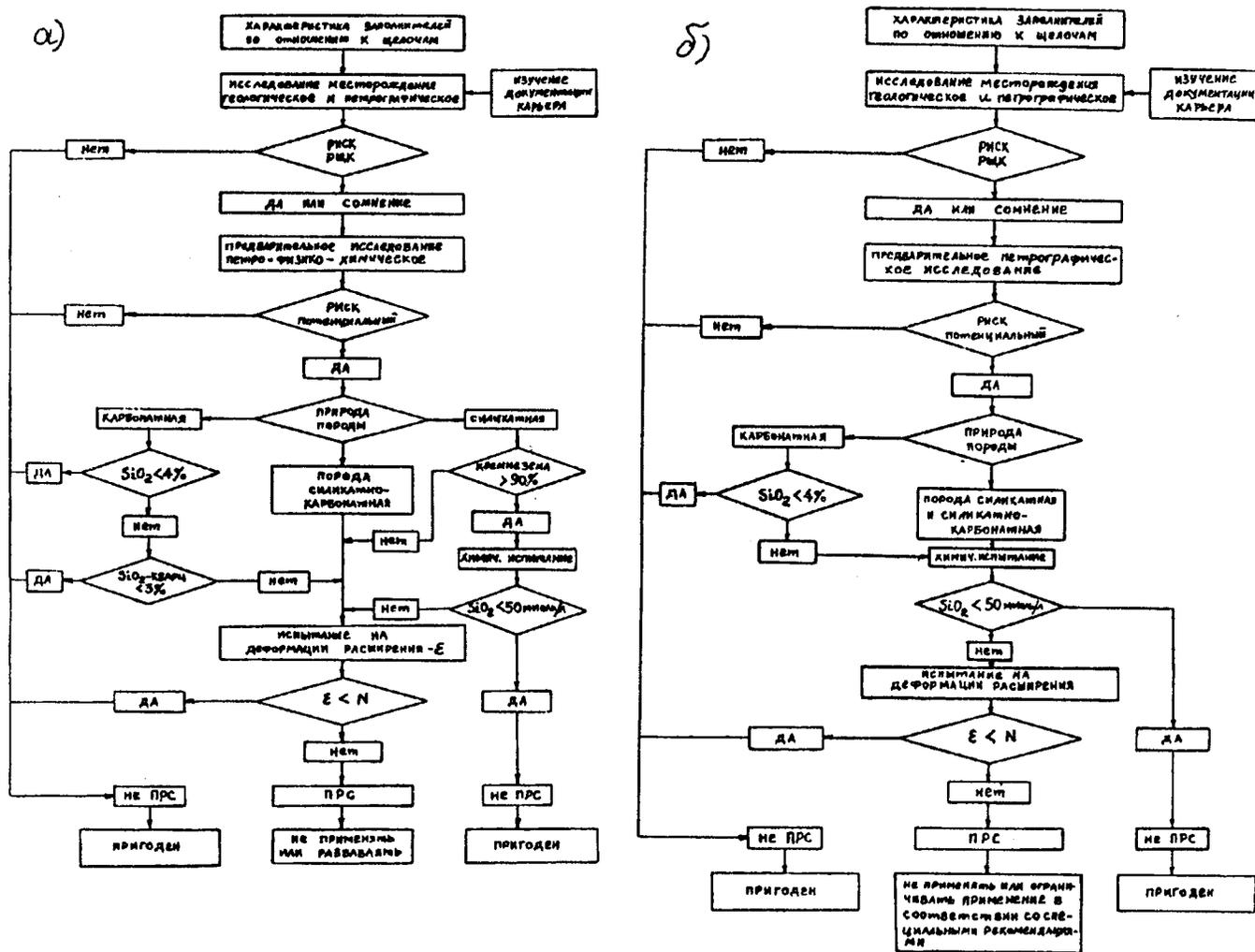


Рис 1. Схема последовательного применения различных методов испытания потенциально реакционноспособных заполнителей (ПРС)
 Обозначения на схеме: РЩК — реакция щелочей с кремнеземом ϵ — экспериментально определенные деформации расширения; N — нормативное значение деформаций расширения для данного метода измерения; а — по методике [12]; б — по методике НИИЖБ

измерения деформаций показали, что количество растворимого кремнезема 50 ммоль/л, принятое в ГОСТ 26633 как критерий опасности, не определяет однозначно реакционную способность заполнителя в цементном растворе. Образцы заполнителя из гравия и яшмы не показали опасного развития деформаций. Испытания ускоренным методом показали для них несколько большие деформации, чем по методу ASTM C-227, однако в пределах допустимого.

Пористые заполнители (пемза и вулканический шлак) так же, как и другие заполнители из легких пористых пород, не обнаруживают развития деформаций до опасных величин, если не вводятся значительные количества (более 10 кг/м³ в расчете на Na₂O) добавок солей щелочных металлов (рис. 2).

Кварцито-песчаник при содержании растворимого кремнезема

227 ммоль/л не показал по методу ASTM C-227 опасных деформаций, но был оценен как не выдержавший испытания по ускоренному методу, так как на образцах появились трещины.

При испытаниях по ASTM C-227 оценка перлита как ПРС заполнителя сделана в связи с незатухающим ростом деформаций, что рекомендуется учитывать при подведении итогов испытаний. В данном случае деформации непрерывно увеличивались и к 11 мес достигли 0,074%. При испытаниях по ускоренному методу после 12 сут деформации составляли 0,106%. Ускоренный метод дал более определенные результаты.

Если по химическому методу 10 из 11 проб имели показатель содержания растворимого кремнезема свыше 50 ммоль/л, причем 6 из них свыше 250 ммоль/л, то по методу ASTM C-227 только одна

проба имела деформации, позволившие однозначно признать ее ПРС. Две другие признаны ПРС условно. Ускоренный метод позволил по величине деформаций и появлению трещин однозначно отбраковать как ПРС четыре заполнителя, в том числе перлит, гравий и кварцито-песчаник.

Полученные результаты не охватывают, естественно, всего разнообразия пород и минералов, обладающих реакционной способностью, но показывают, что ускоренный метод в исследованном варианте более чувствителен по сравнению с методом, нормированным в ASTM C-227.

Выполненные эксперименты позволяют сделать следующие выводы: ускоренный метод испытания, усвоенный на выдерживании образцов в растворе NaOH при 80°C, сокращает срок испытания от 1 г до 12 сут, т.е. в 30 раз;

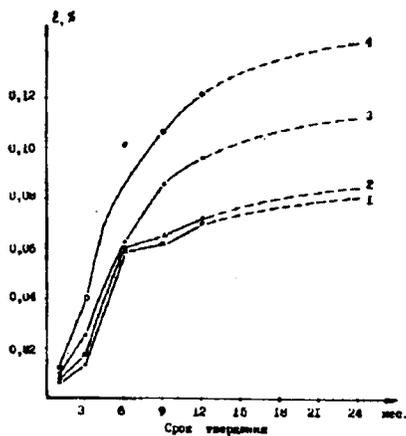


Рис. 2. Влияние повышенного содержания щелочей в бетоне на деформации расширения бетона на легких пористых заполнителях
Содержание $\text{Na}_2\text{O}_{\text{экв}}$ в цементе и добавках, %:
1 — без добавок; 2 — ФТП — 2; 3 — NaNO_2 — 4; 4 — NaNO_2 — 8

бетоны на пористых заполнителях, относимые к реакционноспособным по химическому методу, не показывают коррозионного расширения при испытаниях методами измерения деформаций (ASTM C-227 и ускоренным методом);

химический метод может быть использован только на предварительном этапе исследований ПРС заполнителей для отделения явно не реакционноспособных заполнителей. В случае если химическим методом обнаруживается ПРС заполнитель, результаты должны быть проверены на непосредственное развитие деформаций расширения ускоренным или длительным методом;

принятый в химическом методе критерий 50 ммоль/л содержания растворимого кремнезема должен быть уточнен, что подтверждается данными работы [11]. Следует так-

же использовать и второй критерий химического метода — общее понижение щелочности раствора;

схема последовательности испытаний, представленная на рис. 1, а (по работе [12]), или с изменениями (на рис. 1, б), должна осуществляться во всех случаях, когда испытывается новый заполнитель бетона;

испытания заполнителя, для которого заведомо известна его ПРС, целесообразно проводить в рабочем составе бетона при конкретном содержании в бетоне заполнителя, цемента и соединений щелочных металлов. В этом случае ускорить испытания можно путем повышения температуры их проведения;

бетоны на пористых заполнителях, содержащие установленный химическим методом ПРС кремнезем, не проявляют опасных деформаций при содержании щелочей в пределах до 10 кг/м³ бетона в расчете на Na_2O .

В пределах Российской Федерации следует провести исследование заполнителей типичных месторождений на возможность реакции щелочь—заполнитель, что упростит в дальнейшем решение вопроса об их использовании в строительстве.

Библиографический список

1. Иванов Ф.М. Внутренняя коррозия бетона //Бетон и железобетон. — 1992. — N 8. — С. 8—10.
2. Рекомендации по определению реакционной способности заполнителей бетона со щелочами цемента. НИИЖБ Госстроя СССР. — М., 1972. — С. 24.
3. ГОСТ 8269. Приложение. Определение потенциальной реакционной способности (взаимодействия со щелочами цемента) горных пород и щебня (гравия) химическим методом.

4. ASTM C-289-87. Standard Test Method for Potential Reactivity of aggregates (Chemical Method).

5. ASTM C-227-87. Standard Test Method for Potential Reactivity of Aggregates (Mortar Bar Method).

6. Москвин В.М. Анализ условий образования расширяющегося комплекса при взаимодействии в бетоне кремнезема и щелочей //Коррозия бетона и повышение долговечности железобетонных конструкций. Изд. Ростовского унта, 1985.

7. Британский стандарт BPS 812. Part 123. Draft Method — Alkali Silica Reactivity Concrete. Prism Method.

8. Gianda A., Defosse C., Andrei V. An Accelerated Method for the revaluation of ASR Risk of actual concrete compositions //Int. Conf. on Durability of Concrete. Nice. France. May 1994.

9. Bollot B. Development of an accelerated performance test on concrete for evaluating its resistance to AAR //Proc. of the 9-th Int. Conf. on AAR in Concrete. 1992. Vol. 2. P. 110—116.

10. Oberholster R.A., Davis J. An accelerated Method for testing the potential alkali reactivity of siliceous aggregates //Cem. and Concrete Res. — 1986. — V. 16. — N 2. P. 181—189.

11. Викторова А.М., Осипов А.Д. Способы борьбы с щелочной коррозией бетона //Бетон и железобетон, 1982. — N 1. — С. 46—47.

12. Recommendations provisoires pour la prevention des desordres dus a l'alcalie Reaction //Minisrte de L'Equpement, du Logement, des Transports de la Mer. Janvier 1992, Laboratoire Central des Points et Chaussées.

УДК 691.16:699.82

В.А. КУШИНСКИЙ, А.В. ИЧКО, инженеры (АО «Ирмаст»)

Гидроизоляция, герметизация и обработка строительных конструкций

Защита от коррозионного разрушения и гидроизоляция бетонных и железобетонных строений, а также герметизация деформационных швов строительных конструкций является одной из сложнейших технических задач. Традиционно применяемые в странах СНГ для этого материалы и технологии далеко не всегда обеспечивают необходимый эффект.

Для решения этих проблем АО «Ирмаст», производя ремонтно-строительные работы бетонных и железобетонных конструкций, применяет широкую номенклатуру специальных строительных материалов и механизмов производства США и ФРГ. Цель данной статьи — в какой-то степени ознакомить читателей и специалистов с основными техническими свойст-

вами этих материалов, используемых нашей фирмой для гидроизоляции, герметизации и защиты, а также оборудованием для обработки бетонных конструкций.

Основным гидроизоляционным материалом, обеспечивающим водонепроницаемые свойства сборным и монолитным бетонным конструкциям, являются материалы системы Пенетрон (подобных

материалов в странах СНГ нет). Он представляет собой цементирующий, капиллярного действия материал, обеспечивающий водонепроницаемость бетона за счет уплотнения его структуры. В его состав входят обычный портландцемент, молотый кварцевый песок особой granulometрии и ряд химических активирующих добавок.

В зависимости от назначения в перечень композиций системы Пенетрон входят следующие материалы:

1. Пенетрон — основной гидроизоляционный материал, применяемый для придания водонепроницаемости бетонным монолитным и сборным конструкциям.

2. Пенекрит — используется для заполнения трещин, отверстий, образующихся после удаления стяжек опалубки монолитных конструкций, каверн и идущих от них трещин.

3. Пенеплаг — быстротвердеющий состав, способный останавливать сильную течь под давлением воды.

4. Пенетрон-пневматик — добавка, используемая при торкретировании.

Гидроизоляционный эффект от применения этих материалов обеспечивается за счет проходящей внутри структуры бетона реакции содержащихся в растворе Пенетрона различных компонентов, глубоко проникающих в бетон по капиллярам под действием осмотического давления. В результате химических реакций образуются кристаллы, которые коагулируют капилляры и усадочные трещины, вытесняя при этом воду. Образование кристаллов в порах и микротрещинах бетона происходит при обязательном присутствии влаги. При ее отсутствии компоненты Пенетрона бездействуют, сохраняя свой потенциал. Глубина образования кристаллов в теле бетона составляет десятки сантиметров от места контакта его поверхности с Пенетроном.

По своей природе материалы системы Пенетрон становятся составной частью бетона, образуя единую прочную и долговечную структуру. При этом необходимо отметить, что коагулирующие водонепроницаемые кристаллы, не пропускающие молекулы воды, свободно пропускают молекулы воздуха, что позволяет бетону свободно «дышать».

Кроме обеспечения водонепроницаемости бетона, применение материалов системы Пенетрон позволяет значительно повысить его

морозостойкость, предотвратить коррозию арматуры и защитить конструкцию от разрушительного действия агрессивных вод. Материалы системы Пенетрон можно применять для гидроизоляции сборных и монолитных бетонных и железобетонных конструкций, к которым предъявляются требования по водонепроницаемости при наличии давления на них воды как снаружи сооружения, так и изнутри. Гидроизоляционные работы можно производить как с напорной, так и с безнапорной стороны, при этом эффект водонепроницаемости гидроизолируемой конструкции не изменяется.

Материалы этой системы соответствуют всем требованиям экологической безопасности, и поэтому их можно использовать для сооружений, контактирующих с питьевым водоснабжением.

Материалы системы Пенетрон с успехом применяются нашей фирмой при гидроизоляции железобетонных стен и сводов эксплуатационных помещений и станций Минского метрополитена, очистных сооружений и резервуаров питьевой воды ПО «Минскводоканал», на гидротехнических сооружениях водопроводной заборной станции в Санкт-Петербурге, в хранилище рукописей Российской Государственной библиотеки в Москве.

Несмотря на свои уникальные гидроизоляционные свойства, материалы системы Пенетрон непригодны для гидроизоляции бетонных конструкций, если толщина раскрытия трещин превышает 250 мк, а также если конструкция подвергается динамической нагрузке, способствующей общей вибрации с последующим раскрытием трещин и разрушением. Для этих целей имеются защитные материалы производства США, а также герметики холодного и горячего нанесения.

К таким материалам относятся защитные покрытия BURKE SHIELD 244 и SHIELD TOPCOAT. Эти материалы обеспечивают защиту бетона, каменной кладки, черепицы от коррозионного разрушения и воздействия агрессивных химических соединений, вызванных атмосферными факторами.

Материал нижнего слоя BURKE SHIELD 244 коагулирует поры бетона, каменной кладки, обеспечивая тем самым их защиту. Этот материал применяется для защиты как старых, так и новых конструкций и сооружений (опоры мостов, пролетные строения, подпорные

стены, гаражи и т.д.). Он обеспечивает защиту от шелушения, повышает морозостойкость материала сооружения. Материал SHIELD TOPCOAT наносится поверх SHIELD 244 для усиления эффекта защиты вышеречисленных конструкций и сооружений. Оба материала образуют «дышащий барьер», обеспечивая высокую степень защиты и водонепроницаемости.

Покрытие BURKE WEATHERPRUF SEALER — это материал для защиты как горизонтальных, так и вертикальных поверхностей из бетона, кирпича, каменной кладки. Эффект защиты обеспечивается за счет проникновения этого материала в поры защищаемого материала и вступления с ним в химическую реакцию в присутствии влаги. При этом образуется стойкое химическое соединение с водоотталкивающими свойствами, но при этом позволяющее бетону свободно дышать.

Среди герметиков холодного нанесения для герметизации деформационных и монтажных швов железобетонных конструкций прежде всего надо упомянуть RC-1. Это однокомпонентный полиуретановый герметик, обеспечивающий герметизацию всех типов строительных деформационных швов. Он обеспечивает надежное адгезионное сцепление с бетонными поверхностями, находящимися во влажном состоянии. Материал RC-2 — многокомпонентный полиуретановый герметик, обеспечивающий безгрунтовочную адгезионную связь с бетонными поверхностями, находящимися в сухом состоянии. Материал RC-25 — многокомпонентный полиуретановый герметик для горизонтальных деформационных швов, обеспечивающий надежную адгезионную связь с влажными бетонными поверхностями.

Кроме перечисленных герметиков холодного нанесения, фирма «Ирмаст» широко использует горячие герметики собственной разработки на основе битумно-полимерного вяжущего. Они прежде всего предназначены для герметизации деформационных швов цементобетонных покрытий автодорог, аэродромов и т.д. Физико-механические свойства этих герметиков (БПГ-75, БПГ-90, БПГ-100) обеспечивают деформацию шва свыше 250% и его полную водонепроницаемость в диапазоне рабочих температур от -25°C до 90°C .

Являясь членом ассоциации «Аэропорт» гражданской авиации стран СНГ и Балтии, наша фирма

выполняет весь необходимый комплекс работ по ремонту взлетно-посадочных полос (ВПП), где мы широко используем названные выше материалы для герметизации деформационных швов и защиты бетонных поверхностей.

Для достижения наилучшего результата с применением перечисленных выше материалов немаловажную роль играет подготовка цементобетонных покрытий (нарезка, сверление и очистка деформационных швов). Используемое для этих целей оборудование отечественного производства, а также бетонорезные машины, разработанные нашим конструкторским отделом, не во всех случаях обеспечивали должное качество, производительность и гарантию необходимых технологических требований. Кроме того, повышенная вибрация вышеуказанных механизмов приводит к разрушениям бетонных конструкций.

Эти проблемы в основном были сняты после тесного взаимодействия с известной немецкой фирмой CEDIMA, производящей высокоэффективное оборудование, позволяющее резать, сверлить, фрезеровать и шлифовать цементобетон-

ные покрытия и строительные железобетонные конструкции. Основной перечень оборудования, выпускаемого фирмой, можно квалифицировать по следующему назначению: машины для нарезки пазов; машины для обработки поверхности бетона; разрушающие машины; настольные пилы; настенные пилы; канатные пилы; сверлильные машины; ручные машины.

Использование только бетонорезных машин этой фирмы в 1994 г. позволило нам значительно сократить сроки и улучшить качество ремонтных работ на ВПП в аэропортах Минск-2, Домодедово, Шереметьево, Внуково. Несмотря на довольно большую стоимость выпускаемого фирмой CEDIMA оборудования обеспечивает экономический эффект за счет высокого качества, производительности, сохранения структуры материала и высокой экологической чистоты при ведении работ.

Только использование канатной пилы позволяет производить неограниченную глубину резания в сильно армированном бетоне при ограниченном пространстве с высокой производительностью, хоро-

шим качеством работ, без разрушения прикромочной поверхности бетонной конструкции, без образования пыли.

Выполняя ремонтно-строительные работы по восстановлению покрытий ВПП, а также защиту и гидроизоляцию железобетонных и бетонных конструкций с использованием вышеперечисленных зарубежных материалов и оборудования, мы совершенствуемся сами, а также знакомим наших потенциальных заказчиков с высокоэффективными материалами и технологиями, не имеющими аналогов в отечественной строительной практике.

Для заинтересованных специалистов мы готовы более подробно представить всю имеющуюся информацию, а также ознакомить Вас с рядом уникальных материалов, о которых не упоминалось в данной статье.

Наши адреса: 220018 г. Минск, ул. Якубовского, 86; тел./факс (0172) 587411, тел. 587338, АО «Ирмат». 125171 г. Москва, 5-й Войковский пер., 28; тел./факс (095) 1508896, АО «Ирмат-Центр».

УДК 691.87

А.Г. ШЛАЕН, канд.техн.наук, А.Г. ПАРКЕВИЧ, инж. (Крымский филиал УкрНИИгидротехники и мелиорации)

Долговечность напорных железобетонных труб, эксплуатируемых в грунтовой среде

Опыт эксплуатации напорных железобетонных трубопроводов систем водоснабжения и орошения во многих регионах (Украина, Крым, Поволжье, Центральные районы России и Казахстан) показал, что фактическая долговечность труб значительно ниже нормативной. Разрушения в водоводах отмечаются через 3...10 лет от начала эксплуатации при нормативном сроке их службы 50 лет. Причиной раннего разрушения труб является коррозия преднапряженной стальной арматуры. Это приводит к значительным дополнительным затратам на ремонтно-восстановительные работы, а на оросительных системах и к потерям части урожая за счет нарушения технологии поливов.

Известно, что долговечность труб в этих условиях определяется коррозионной стойкостью стальной арматуры в них. Как показано в [1], долговечность арматуры в бетоне определяется защитными свойствами бетона, т.е. временем,

необходимым для диффузионного проникновения хлор-иона в бетон из внешней среды и его накопления на поверхности арматуры до критической концентрации $C_{кр}$.

Таким образом, для определения долговечности железобетонной трубы необходимо знать параметры диффузионного проникновения и накопления хлор-иона в бетоне, значение критической концентрации его у поверхности арматуры, активизирующей ее, и свойства бетона в защитном слое трубы — плотность бетона и толщину защитного слоя.

Проведенные исследования показали, что параметры диффузии хлор-иона в бетон имеют ряд существенных особенностей как при диффузии его в бетон из водной среды, так и особенно из грунтовой среды по сравнению с известными решениями этого процесса в однородных средах. В отличие от последних, процесс диффузии хлор-иона в бетон связан с двумя параллельными механизмами. Во-первых, диффузия хлор-иона в бе-

тон происходит под действием разности концентраций во внешней среде и в поровом растворе бетона (концентрационная диффузия). Она протекает так же, как и в однородных средах, в которых концентрация диффундирующего иона на границе раздела сред не превосходит половины концентрации во внешней среде. Во-вторых, бетон представляет собой капиллярно-пористое тело с огромной поверхностью составляющих его частиц. Эта поверхность активно адсорбирует хлор-ион. По этой причине на границе раздела сред возникает скачок концентрации хлор-иона, и на поверхности бетона она становится в несколько раз выше, чем во внешней среде. Фронт адсорбции проникает в бетон диффузионно с той же скоростью, что и концентрационная диффузия.

Таким образом, диффузионное проникновение хлор-иона в бетон осуществляется не при концентрации на поверхности, равной половине концентрации его во внешней среде (C_0), а при некоторой

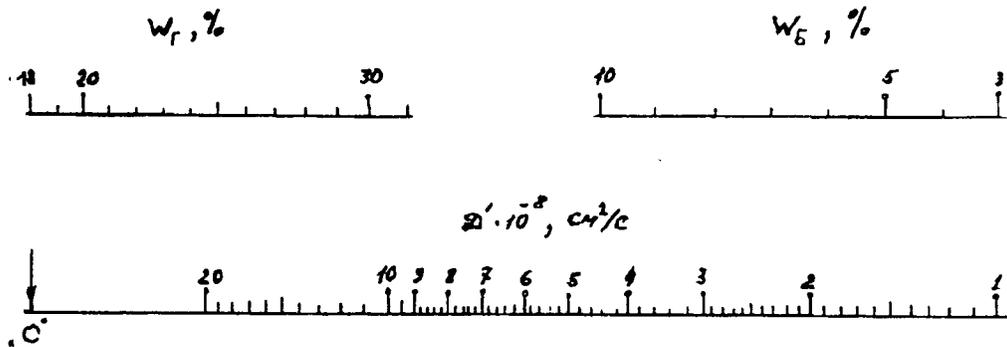


Рис. 1. Номограмма для определения эффективного коэффициента диффузии хлор-иона в бетоне

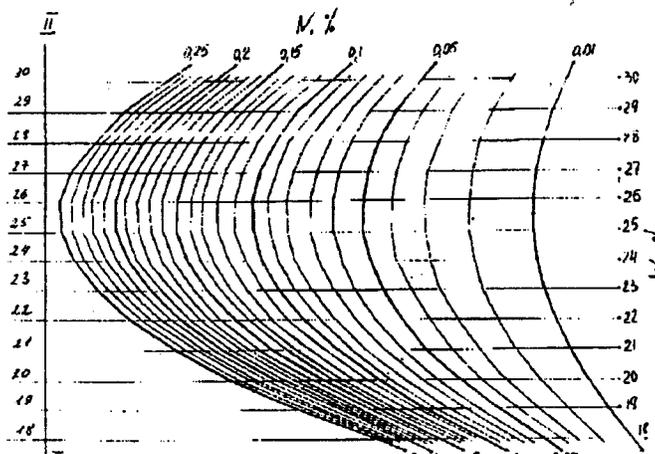


Рис. 2. Номограмма для определения поверхностной концентрации хлор-иона C_n . Транспарант

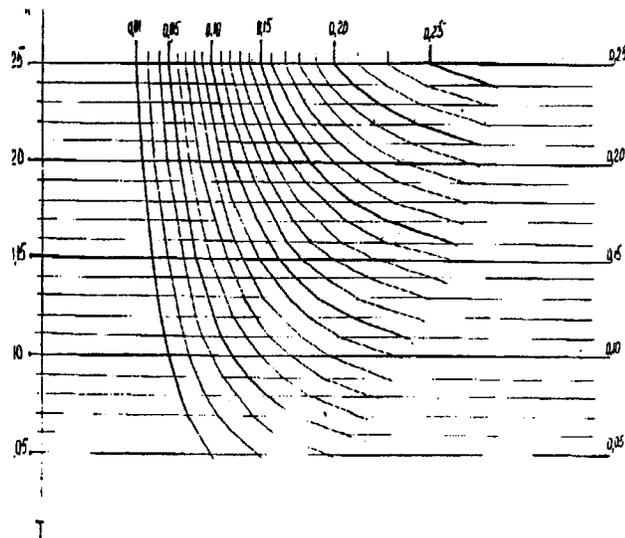


Рис. 4. Номограмма для определения долговечности железобетонной трубы. Неподвижная плоскость

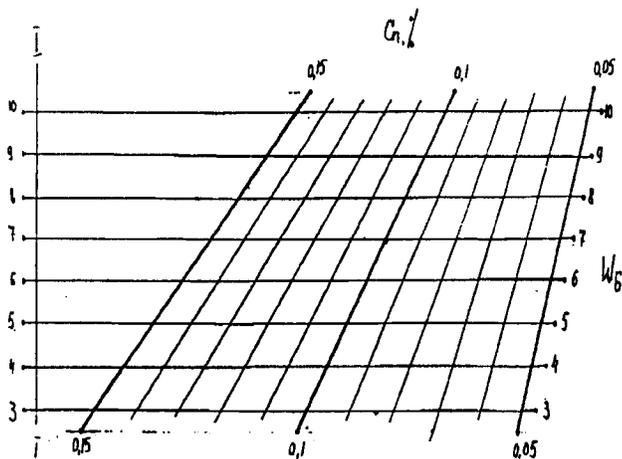


Рис. 3. Номограмма для определения C_n . Неподвижная плоскость

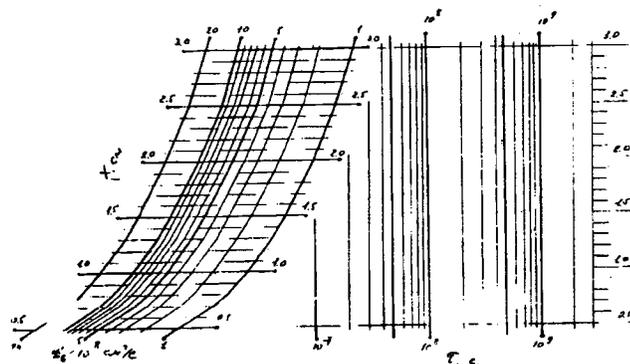


Рис. 5. Номограмма для определения долговечности железобетонной трубы. Транспарант

концентрации $C_n = KC_0$, где K является коэффициентом скачка концентрации. Грунтовая внешняя среда, в свою очередь, накладывает дополнительные условия как на

образование коэффициента скачка, так и на скорость диффузионного процесса. Ранее эти особенности не учитывались. Наши исследования показали, что эффективный

коэффициент диффузии хлор-иона в бетон (D_6) определяется плотностью бетона (W_6), влажностью окружающего грунта (W_r) и видом грунта

ния показали, что эффективный коэффициент диффузии хлор-иона в бетон (D_6^i) определяется плотностью бетона (W_6), влажностью окружающей среды (W_r) и видом грунта

$$D_6^i = f(W_6, W_r, W_n) \quad (1)$$

где W_6 — показатель водонасыщения бетона по ГОСТ 12730.3-78.

В соответствии со СНиП 2.02.01-83 вид грунта по его гранулометрическому составу и свойствам в общем виде определяется числом пластичности грунта W_n ($W_n \leq 1$ — песок, $1 \leq W_n \leq 7$ — супесь, $7 \leq W_n \leq 17$ — суглинок, $W_n > 17$ — глина). Увеличение W_n , т.е. содержания глинистых частиц в грунте, приводит к уменьшению D_6^i — скорости диффузии. Концентрация хлор-иона на поверхности бетона в грунтовой среде также определяется комплексом характеристик среды и бетона

$$C_n = f(W_6, W_r, W_n, N) \quad (2)$$

где N — содержание хлор-иона в грунте (в процентах от массы сухого грунта), определяемое по анализу водной вытяжки состава 1:5 из грунта.

Исследования, выполненные для условий тяжелого лессовидного суглинка, являющегося распространенным грунтом в южных районах страны, позволили получить эмпирические формулы для зависимостей (1) и (2). Для удобства пользования ими в этих грунтовых условиях разработаны номограммы, представленные на рис. 1, 2 и 3.

Значения критической концентрации хлор-иона в бетоне на поверхности арматуры, полученные рядом авторов, противоречивы и изучены недостаточно. Так, по данным лабораторных исследований, выполненных с помощью электрометрических измерений, для стали в растворе электролита с рН = 12,5 значение критической концентрации определяется 710 мг/л [2] и 500 мг/л [3]. Однако эти значения не учитывают влияние бетона на развитие коррозии стали, поэтому их нельзя применять для оценки критической концентрации хлор-иона в бетоне ($C_{кр}$).

Сведения о лабораторных исследованиях $C_{кр}$ в бетоне прямыми методами в литературе отсутствуют. В то же время результаты многочисленных натурных обследований состояния стали в железобетонных конструкциях, обобщенные в [4, 5], показали, что коррозия

стали обнаружена при содержании хлор-иона в бетоне защитного слоя более 0,1...0,2% массы бетона, или 0,3...0,8% массы цемента. Эти данные можно считать наиболее достоверными, так как они получены в реальных условиях эксплуатации железобетонных конструкций. По этой причине для расчета долговечности железобетонных конструкций с достаточной степенью обоснованности можно принять значение $C_{кр} = 0,1\%$ массы сухого бетона. Содержание хлор-иона в бетоне определяется по анализу водной вытяжки состава 1:5 из бетона.

Расчет долговечности трубы может быть получен из решения зависимости (3) относительно времени (τ), соответствующего достижению на поверхности бетона критической концентрации хлор-иона, т.е. при $C_x \tau = C_{кр}$. Зависимость (3) представляет собой известное решение дифференциального уравнения закона Фика

$$C_{кр} = C_{x,\tau} = C_n \left[1 - \operatorname{erf}(x/2 \times \sqrt{D_6^i \tau}) \right] \quad (3)$$

При определении τ из (3) необходимо пользоваться значениями C_n и D_6^i , полученными для конкретных условий внешней среды и бетона из (1) и (2). Значение x должно соответствовать толщине защитного слоя бетона в см. Решение для τ с учетом свойств бетона труб и внешней среды, представленной тяжелым суглинком, получено, и по нему разработана номограмма (рис. 4 и 5).

Для определения D_6^i пользуются номограммой (см. рис. 1). Влажность грунта на глубине прокладки трубопровода необходимо оценить по данным изысканий и прогноза изменения ее в процессе эксплуатации. Исследование изменения влажности грунта на орошаемых землях показало, что на глубине 1,5...2 м от поверхности земли она изменяется в узком диапазоне значений (от 22 до 26%) со средним значением 24% несмотря на оросительные поливы [6]. Только в период интенсивных поливов она повышается до 28...30%, но на короткое время, поэтому в расчетах можно использовать значение влажности 24%.

Определение D_6^i по номограмме (см. рис. 1) производится следующим образом. Выбираем значение влажности грунта (W_r) на шкале влажности грунта, а на шкале плотности бетона (W_6) значение W_6 . Определяем расстояние (l) между выбранными точками W_6 и

W_r . Это расстояние откладываем от точки „0” на шкале D_6^i и находим его значение.

Определение C_n производится по номограммам рис. 2 и 3. Для этого на рис. 2 по шкале влажности (линия 1—1) выбираем нужное значение и по горизонтали определяем расстояние (l_1) от 1—1 до кривой, соответствующей выбранному содержанию (N) хлор-иона в грунте. Затем на рис. 3 по шкале W_6 находим необходимое значение и отложением по горизонтали найденного расстояния l_1 получаем значение C_n в % массы сухого бетона.

Отыскав значения C_n и D_6^i , переходим к определению долговечности трубы. Для этого воспользуемся номограммой рис. 4. На шкале 1—1 находим точку, соответствующую C_n , и по горизонтали определяем расстояние от 1—1 до кривой, соответствующей заданному значению $C_{кр}$, например, 0,1% — L_2 . На рис. 5 (в левой его части) находим точку пересечения кривой, соответствующей значению D_6^i , с линией, соответствующей толщине защитного слоя x в см. От этой точки по горизонтали откладываем расстояние L_2 и находим τ с, т.е. долговечность трубы.

Пример. Определим долговечность виброгидропрессованной трубы ТН-80 при минимальной толщине защитного слоя 10 мм, $W_6 = 6,5\%$, эксплуатирующейся в тяжелом лессовидном суглинке при $W_r = 24\%$, $N = 0,18\%$. В соответствии со СНиП 2.03.11-85 этот грунт не агрессивный. Для защиты труб от коррозии не нужны дополнительные меры, кроме защитных свойств бетона.

Приняв $C_{кр} = 0,1\%$, по рис. 4 и 5 определяем $\tau = 1,2 \cdot 10^8$ с. Долговечность трубы равна 3,8 года при нормативном сроке службы 50 лет. Труба не долговечна. Даже при толщине защитного слоя 15 мм, соответствующего ГОСТ 12586-83, ее долговечность в этих условиях равна $2,7 \cdot 10^8$ с (8,6 года). Такая труба ($\delta = 10$ мм) может быть долговечной только в среде суглинка с $N \leq 0,05\%$.

Для оценки достоверности используемой расчетной долговечности труб проведено сравнение их с фактическими, полученными при анализе аварий трубопроводов оросительных систем в Крыму. В каждом случае аварии или натурального обследования измерялись: фактическая толщина защитного слоя, плотность бетона, содержание солей в грунте и его влажность. За фактическую долговечность при-

нималось время от ввода трубопровода в эксплуатацию до аварии или обследования. Необходимо отметить, что в зимний период (ноябрь—март) в трубопроводе нет воды и рабочего давления, т.е. авария произойти не может, а накопление хлор-иона в бетоне и коррозионный процесс происходят в течение всего года. По этой причине фактическая долговечность может быть больше, чем расчетная. Результаты этого сравнения указывают на хорошую сходимость расчетных и фактических значений долговечности.

Таким образом, создан расчетно-экспериментальный метод определения долговечности напорных железобетонных труб, учитывающий особенности коррозионного воздействия грунтовой среды на трубу и свойства бетона защитного слоя труб. Полученная по этому методу долговечность труб может быть положена в основу способа определения степени агрессивно-

сти среды и выбора способа защиты трубопровода от коррозии. Этот способ существенно отличается от принятого в СНиП 2.03.11-85 и впервые учитывает реальный механизм воздействия среды на конструкцию.

Приведенные в статье номограммы могут быть использованы только для условий эксплуатации труб в тяжелых лессовидных суглинках. Для других сред, в том числе и водных, должны быть уточнены зависимости (1) и (2).

За справками обращаться в Крымский филиал УкрНИИГим: 333022, Симферополь, ул. Кечкетметская, 198.

Библиографический список

1. Алексеев С.Н. Коррозия арматуры и повышение защитного слоя действия бетона //Бетон и железобетон. — 1986. — N 7. — С. 3—4.

2. Hausman D.A. *Journal of the American Concrete Inst.* — 1964. — N 2. — pp. 171—187.

3. Стрижевский И.В., Рейзан Б.А., Иоффе Э.И. Коррозия и защита арматуры железобетонных трубопроводов: М.: Стройиздат. — 1972. — 96 с.

4. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты. В.М. Москвин, Ф.М. Иванов, С.Н. Алексеев, Е.А. Гузев. — М.: Стройиздат, 1980. — 536 с.

5. Ингибиторы коррозии стали в железобетонных конструкциях. С.Н. Алексеев, В.Б. Ратинов, Н.К. Розенталь, Н.М. Кашурников. — М.: Стройиздат, 1985. — 272 с.

6. Мелиоративно-гидротехнические условия Западного Причерноморья СССР. Баер Р.А., Зеленин И.В., Лютаев Б.В., Поджаранский В.А.: Кишинев, «Штиинца», 1979. — 184 с.

В ПОРЯДКЕ ОБСУЖДЕНИЯ

УДК 699.841

С.Б. СМЕРНОВ, д-р техн.наук, проф. (МГСУ)

Исследование достоверности резонансно-колебательной модели сейсмического разрушения сооружений

Ранее в [1—3] уже было детально описано противоречие между необычным сдвиговым характером всех сейсмических разрушений, происходящих в колоннах, стенах, простенках, перемышках, и нынешней резонансно-колебательной сейсмической доктриной. Кроме того, была обнаружена высокая вероятность того, что все эти необычные разрушения вызваны неизвестными пока ударно-волновыми воздействиями в грунте.

Последние исследования показали, что и для многих других типов сооружений и объектов сейсмические разрушения тоже имеют столь же необычную форму, которая может возникнуть лишь при очень больших волновых ускорениях грунта (свыше $10^3 g$). Такие ускорения возможны лишь при квазиударных импульсах. К указанным разрушениям относятся: разрывы проводов ЛЭП; срезание анкерных болтов в трансформаторах ЛЭП; сбрасывание зданий с фундаментов; срезы высоких и низких труб, опор мостов и эста-

кад; отрывы породы или бетона вдоль вертикальных плоскостей горных выработок, тоннелей, шахт и иных подземных сооружений; боковое раздавливание подземных трубопроводов; разрывы водопроводов, рельсов и кабелей; гидравлические удары в грунтах; разрушения горных пород; выбрасывание камней из грунта и т.д.

Особо надо отметить часто встречающийся случай специфических локальных разрушений, когда землетрясения «вырезают» из зданий и сооружений их отдельные участки вертикальными плоскостями, оставляя совершенно нетронутыми соседние части. Эти локальные разрушения не только абсолютно опровергают колебательную и подтверждают ударно-волновую модель сейсмических разрушений, но и говорят о наличии в грунте особых узких «коридоров-волноводов», которые наиболее благоприятны для распространения сейсмических ударных волн. Эти «волноводы» лишь недавно были открыты российскими геологами В.И. Ди-

ваковым и А.Н. Русановым. Сам факт их открытия говорит о том, что до этого мы практически не имели достаточной информации о специфике волнопроводимости грунтов.

Помимо необычных картин всех сейсмических разрушений, которые не укладываются в официальную сейсмическую доктрину, имеется еще много других факторов и явлений, идущих с ней вразрез. Перечислим здесь лишь несколько самых общеизвестных и весомых фактов:

полное несоответствие между реальной величиной всех остаточных сейсмических смещений грунта, достигающей иногда нескольких метров, и их приборной величиной, которая всегда равна нулю на сейсмограммах;

постоянное несоответствие между сейсмограммами и акселерограммами, записанными в одном и том же месте;

несовпадение сейсмограмм, записанных одинаковыми и установленными рядом сейсмометрами;

противоречие между ожидаемыми колебательными движениями в грунте, создающими в нем циклические растягивающие напряжения, и полной неспособностью поверхностных грунтов к восприятию растягивающих напряжений;

противоречие между теоретически неизбежным очень быстрым вязким затуханием сейсмических сигналов в связи с малостью их ускорений ($\dot{v}_r < 2g$) и реальным отсутствием быстрого затухания этих сигналов;

наконец, противоречие между ожидаемой по расчету теоретически высокой сейсмостойкостью многих специально защищенных зданий и их перманентными разрушениями, происходящими в реальности.

Все эти противоречия и факты полностью ставят под сомнение достоверность той информации о характере и параметрах сейсмических движений грунта, которую дают нам нынешние инерционные сейсмические приборы-маятники. По ряду причин они используются в сейсмике в течение последнего столетия и прочно утвердились в качестве главного и единственного источника информации о сейсмических воздействиях.

В связи с этим возникает необходимость тщательно проверить корректность формулировки и решения той задачи, которая ставится в сейсмометрии при использовании маятниковых приборов.

Начнем эту проверку с анализа уравнения колебаний сильно демпфированного короткого маятника-акселерометра, которое имеет следующий вид

$$-\ddot{v}_r(t) = v(t) \times \omega^2 + 2\dot{v}(t) \times \xi\omega + \ddot{v}(t), \quad (1)$$

где ω — частота собственных колебаний маятника, а ξ — параметр его затухания.

Из уравнения (1) видно, что искомая акселерограмма $\dot{v}_r(t)$ есть не что иное, как сумма трех графиков: графика колебаний, записанного прибором $v(t)$, и графиков двух его производных $\dot{v}(t)$ и $\ddot{v}(t)$ (при условии, что время действия нагрузки t_i не слишком мало).

Эта простота и ясность в решении задачи по получению истинной акселерограммы явно противоречит тому множеству трудностей, которые приходится преодолевать сейсмикам при получении «своих» акселерограмм. Однако источник этих трудностей сразу становится очевидным, если заметить, что по традиции сейсмике никогда

не строят графики $\dot{v}(t)$ и $\ddot{v}(t)$, так как они используют не строгое уравнение (1), а лишь его усеченный вариант вида

$$-\ddot{v}_r(t) = v(t) \times \omega^2, \quad (\text{при } \omega^2 = \text{const}) \quad (2)$$

В (2) считается, что график $v(t)$ одновременно является графиком ускорений грунта $\dot{v}_r(t)$ в масштабе ω^{-2} , и потому графики $\dot{v}(t)$ и $\ddot{v}(t)$ не нужны.

Для того чтобы доказать правильность базисного соотношения (2) (которое согласно смыслу и форме уравнений (1) в общем случае заведомо неверно), были приняты следующие теоретические построения. Сначала была найдена простейшая гармоническая функция $v_r(t) = v_r \sin \theta t$, которая удовлетворяет условию (2) при наложении на нее ряда жестких ограничений. Эти ограничения состоят в следующем:

время действия ускорений $\dot{v}_r(t)$ должно быть не менее $2\pi \times \omega^{-1}$ для того, чтобы полностью успели затухнуть собственные колебания прибора, искажающие входной сейсмический сигнал $\dot{v}_r(t)$;

должны быть сведены к минимуму искажения сигнала $\dot{v}_r(t)$ по фазе и амплитуде при его отображении вынужденными колебаниями прибора $v(t)$. Это возможно лишь при условии, что частота собственных колебаний акселерометра ω будет на порядок выше частоты колебаний грунта θ (т.е. при $\omega > 10\theta$), а коэффициент затухания не превысит 0,5. Лишь в этом случае, согласно [4], коэффициент динамичности прибора $D \approx 1$, а его сдвиг по фазе φ не составит более 6° .

В результате всех этих ограничений искажающее влияние частотной и фазовой характеристик акселерометра будет сведено к минимуму, а также станет приближенно выполняться соотношение (2) для гармонической нагрузки $P_r(t) = -m\dot{v}_r \sin \theta t$.

Однако ясно, что эта абстрактная нагрузка пока не имеет ничего общего с реальной сейсмической нагрузкой (судя по форме всех записанных во время землетрясений графиков $v(t)$). Поэтому далее сейсмиками был использован следующий логический переход: если разложить любую неизвестную нам сейсмическую нагрузку в ряд Фурье, то она станет суммой бесконечного ряда синусоид и потому автоматически будет удовлетворять условию (2) [4]. Но этот логический прием содержит в себе целые три принципиальные ошибки. Во-первых, в нем полностью упускает-

ся из вида, что далеко не любая функция $\dot{v}_r(t)$ удовлетворяет известным условиям теоремы Дирихле, и потому нет гарантии, что она сможет быть разложена в ряд Фурье, всюду сходящийся к ней самой. Во-вторых, при этом не учитывается то важнейшее обстоятельство, что при разложении в ряд Фурье функции реальных сейсмических нагрузок, имеющих скачки в себе и в любых своих производных, меняют свои ключевые свойства, так как при разложении по синусоидам и косинусоидам все эти скачки сглаживаются и исчезают. Но ведь именно эти скачки в нагрузке $P = -m\dot{v}_r$ [4] вызывают все те собственные колебания приборов, искажающих форму нагрузки $P(t)$. Иначе говоря, воображаемое разложение реальной «негладкой» нагрузки $P(t)$ в ряд Фурье дает нам качественно иную «гладкую» нагрузку $P_\Phi(t)$. Мнимая операция разложения неизвестной нагрузки создает лишь иллюзию возможности точного отображения инерционным прибором реальной «негладкой» нагрузки $P(t)$ в виде $P_\Phi(t) = -m\omega^2 v(t)$.

Следует иметь в виду, что любая периодическая нагрузка, имеющая скачки у себя или у любой из своих производных, непрерывно подвозбуждает ими собственные колебания прибора. При этом на практике мы имеем вместо установившегося режима — постоянный переходный режим, что, как правило, упускается из вида. Судя по сериям всплесков на всех графиках $v(t)$, именно этот случай возникает на практике, и потому реальная сейсмическая нагрузка явно имеет упомянутые скачки.

Если бы нам удалось воздействовать на прибор не реальной нагрузкой, а ее разложением в ряд Фурье, то мы получили бы не реальную, а качественно иную картину колебаний прибора $v_\Phi(t)$, где уже не было бы его собственных колебаний. Наконец, в-третьих, даже эту «сглаженную» нагрузку, которая представлена суммой ее ряда Фурье, не смогут скопировать колебания акселерометров. Ведь хорошо известно [4], что все высокочастотные гармоники ряда Фурье, имеющие частоту $\theta_i > 0,1\omega$, искажаются по фазе и по амплитуде при их отображении акселерометрами в связи с влиянием их фазовой и частотной характеристик. Поэтому здесь не будет никакого линейного подобия суммарных графиков $\dot{v}_r(t)$ и $v(t)$ и, следовательно, никогда не будет выполняться

базовое условие сейсмометрии в форме (2).

Практически невозможно избавиться от главных искажений первого типа, вносимых собственными колебаниями приборов-маятников, при отображении ими движений грунта v_r и его ускорений \ddot{v}_r , имеющих скачки в v_r и в $\partial^n v_r / \partial t^n$, до тех пор, пока прибор еще остается маятником. Поэтому все усиления сейсмиков направлены лишь на борьбу со второстепенными искажениями второго типа, которые вносят частотные характеристики прибора в свои вынужденные колебания v_r при отображении ими \ddot{v}_r и v_r . При этом совсем необоснованно подразумевается, что главные искажения (т.е. искажения первого типа) вообще полностью отсутствуют. Это допущение абсолютно противоречит наличию всплесков на всех графиках $v(t)$, записанных акселерограммами и сейсмометрами, и отображающих скачки в $v(t)$ и в любых ее производных.

Итак мы показали, что все графики, записанные акселерограммами, не могут быть реальными акселерограммами по целой совокупности причин, перечисленных выше. На самом деле, они являются лишь некоторой пока нам неизвестной комбинацией из собственных затухающих колебаний прибора и каких-то элементов сейсмических движений грунта.

Что касается другой задачи, решаемой в сейсмометрии при построении сейсмограмм, то легко убедиться в том, что она попросту неразрешима, так как в ее уравнении, помимо искомой функции смещений грунта $v_r(t)$, появляются еще две неизвестные константы.

Действительно, для того чтобы получить уравнение, куда вместо ускорений $\ddot{v}_r(t)$ в явном виде входят перемещения грунта $v_r(t)$, нам необходимо дважды проинтегрировать уравнение (1). При этом мы получим

$$-v_r(t) = v(t) + 2 \xi \omega \int v(t) dt + \omega^{-2} \int \int v(t) dt dt. \quad (3)$$

Но при двойном интегрировании функций, входящих в (1), в (3) появляются еще две неизвестные константы C_1 и C_2 . Поэтому в принципе невозможно получить из (3) точное значение смещений грунта $v_r(t)$ в зависимости от формы колебаний прибора $v(t)$. Кроме того, из решения уравнения (1) также следует, что при наличии поступательных сейсмических смещений грунта, происходящих по линейному закону $v_r(t) = k_1 t$, маятник сейсмометра будет совершать лишь затухающие собственные ко-

лебания. Если $v_r(t) = k_2 t^2$, то вид $v(t)$ тоже будет иной. Т.е. прибор-маятник при $v_r \neq \omega^2 v_r$ не отобразит почти никаких поступательных перемещений грунта (т.к. не способен это сделать). Об этом со всей очевидностью свидетельствует вся практика сейсмометрии, где остаточные сейсмические смещения грунта всегда равны нулю, тогда как в реальности они достигают нескольких метров.

Итак, мы доказали, что уже сам факт постоянного наличия серии всплесков на всех записях инерционных сейсмических приборов неопровержимо говорит о том, что они содержат собственные колебания приборов и потому в принципе не могут быть реальными сейсмограммами и акселерограммами.

Все перечисленные выше допущения, упрощения, противоречия и ошибки в сейсмической доктрине были изначально запрограммированы и заложены в нее в результате принятия простейшей колебательной модели сейсмических движений грунта и резонансной модели сейсмических разрушений зданий. Такую абстрактную модель не следовало принимать даже в качестве временной расчетной предпосылки, ибо она сразу была весьма сомнительна по следующим причинам:

Во-первых, маловероятно, чтобы из всего широчайшего спектра возможных частот колебаний в грунте при землетрясениях возникают именно те частоты, которые близки к собственным частотам зданий (как будто природа нарочно решила их разрушить путем резонанса).

Во-вторых, многочисленные прямые эксперименты говорят о том, что здания вообще нельзя разрушить путем возбуждения в них резонансных колебаний, так как они немедленно защищаются и уходят от резонанса за счет своих неупругих деформаций.

В-третьих, маловероятно, чтобы сейсмические волны в грунте приняли именно самую простую и удобную для расчета, но наиболее трудную для реализации форму в виде волн гармонических колебаний. Эта форма естественна лишь для стоячей волны. Для возбуждения бегущих волн в форме гармонических колебаний необходимо наличие группы осциллирующих генераторов, которые явно отсутствуют в гипоцентре землетрясений.

В-четвертых, в поверхностном грунте, не способном воспринимать растяжение, в принципе невозможно появление таких волн,

где циклически меняется знак напряжения.

В-пятых, все проверочные расчеты зданий, проведенные после землетрясений на действие записанных «сейсмограмм» и «акселерограмм», никогда не дают реальной схемы произошедшего разрушения.

В-шестых, сам факт сейсмических разрушений противоречит известным возможностям строительной механики, позволяющим исключить любое разрушение от любого воздействия, если информация о нем отвечает реальности.

Несмотря на все эти противоречия колебательная сейсмическая модель получила всеобщее признание и превратилась в официальную сейсмическую доктрину. Ее главным достоинством была предельная простота и удобство реализации, что позволяло раз и навсегда уйти от непредсказуемо сложного расчета на абсолютно неизвестное истинное сейсмическое воздействие, параметры которого еще предстояло найти. Благодаря принятию этой доктрины сейсмикам удалось свести весь сложнейший и неизученный сейсмический расчет зданий к решению стандартной динамической задачи об их вынужденных колебаниях. По этой причине сейсмика с самого начала стала функционировать как самый обычный раздел динамики и за все время своего существования, по сути, не сделала ничего качественно нового.

В результате всего вышеизложенного мы до сих пор не имеем практически никакой достоверной информации о реальных параметрах разрушающего сейсмического воздействия и защищаем здания не от реальной опасности, а от фиктивных резонансных колебаний. Это является главной причиной постоянных неудач в борьбе с сейсмическими разрушениями сооружений.

Точную информацию об опасном сейсмическом воздействии можно получить, лишь используя качественно иные (высокочувствительные) приборы, способные охватить и отобразить очень широкий диапазон ускорений грунта от $100g$ до 10^{5g} .

В настоящее время в МЧС России по инициативе автора начата реализация целевой Федеральной программы, частью которой является практическое решение задачи по установке группы высокоточных приборов в сейсмоактивном регионе Камчатки и получение достоверной информации о параметрах землетрясений.

В заключение кратко перечислим некоторые предлагаемые нами

сейсмозащиты зданий от ударных сейсмических импульсов:

1. Отказ от подвальных помещений.

2. Отказ от массивных фундаментов и от земляных работ нулевого цикла, нарушающих цельность грунтового основания.

3. Запрет на строительство в зонах, где проходят «волноводы».

4. Использование только свайных фундаментов с выступающими из земли оголовниками, которые защищены от среза стальными обоймами.

5. Введение сейсмоизолирующих толстых надземных фундаментных плит, лежащих на песчаной подушке и на выступающих концах свай (для гашения волн).

6. Отказ от использования хрупких строительных материалов (кирпич, камень, грунтоблоки, неармированный бетон и т.д.)

Библиографический список

1. Смирнов С.Б. Ударно-волновая концепция сейсмического разрушения и сейсмозащиты соору-

жений //Бетон и железобетон. — N 11. — 1992. — С. 28—30.

2. Смирнов С.Б. Причины разрушения «сейсмостойких» железобетонных зданий и принципы эффективной сейсмозащиты //Бетон и железобетон. — N 3. — 1994. — С. 22—25.

3. Sergey Smirnov. Discordances between real seismic destructions and present calculations. International Civil Defence Journal, N 1, 1994.

4. Саваренский Е.Ф., Кирнос Д.П. Элементы сейсмологии и сейсмометрии. — М.: Гостехиздат. — 1966. — С. 543.

УДК 691.327:624.072.2.012.35

А.М. ШЕЙНИН, канд.техн.наук (СоюздорНИИ)

Особенности работы бетона в условиях растяжения при изгибе*

Авторами обсуждаемой статьи изучался характер деформирования бетона сжатой и растянутой зон при изгибе образцов-балок. Сопротивляемость бетона растягивающим напряжениям в условиях изгиба ими предлагается оценивать так называемым коэффициентом эластичности K_{el} , равным отношению предельных деформаций при изгибе сжатой и растянутой зон бетонной балки — $\epsilon_{ub}/\epsilon_{ubr}$. При этом предполагается, что для бетона однозначно существует предельная деформация растяжения при изгибе. При этом, по мнению автора настоящей статьи, авторами обсуждаемой статьи недостаточно учитывается сложный процесс деформирования и разрушения бетона в условиях растяжения при изгибе.

Ранее в СоюздорНИИ процесс деформирования и разрушения дорожного бетона в условиях растяжения при изгибе изучали методом электронной тензометрии на балках размером 0,1x0,1x0,4 м [1, 2]. Тензодатчики омического сопротивления с базой 20 и 50 мм наклеивали на всю поверхность растяжения в зоне «чистого изгиба»

балки, которая нагружалась двумя силами в третях пролета. Опыты проводили с использованием дорожных (обычного и мелкозернистого) бетонов в широком диапазоне прочностей.

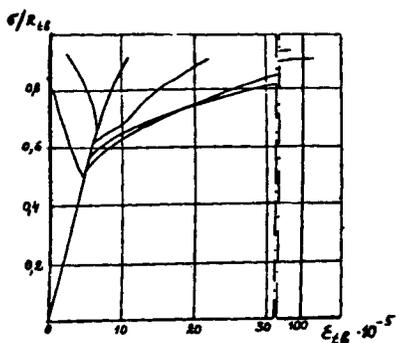
Анализ экспериментальных зависимостей $\epsilon_{ib} = f(\sigma/R_{ib})$ для каждого тензодатчика показывает, что характер деформирования отдельных «волокон» бетона растянутой зоны определяется уровнем напряжений σ/R_{ib} , базой и месторасположением тензодатчиков. До степени нагружения σ/R_{ib} , приблизительно равной 0,5, все тензодатчики, расположенные в зоне «чистого изгиба», показывают одинаковые значения ϵ_{ib} независимо от базы и места их расположения. При дальнейшем увеличении напряженного состояния деформации ϵ_{ib} , регистрируемые отдельными тензодатчиками, существенно различаются (см. рисунок). Некоторые тензодатчики регистрируют значительный рост деформаций растяжения, другие отмечают прекращение развития деформаций растяжения, существенное их уменьшение, переходящее иногда даже в деформации сжатия. Таким образом, де-

формативное состояние отдельных «волокон» бетона растянутой зоны, начиная с некоторого уровня напряжений σ/R_{ib} , становится существенно неоднородным. При этом плоскость разрушения (магистральная трещина) всегда проходит по тензодатчику, показывающему наиболее интенсивный рост деформаций растяжения.

Следует отметить, что наиболее четко неоднородность деформирования бетона растянутой зоны при напряжениях, превышающих приблизительно $0,5R_{ib}$, фиксируется тензодатчиками с малой (20 мм) базой измерения. С увеличением базы тензодатчиков до 50 мм деформации ϵ_{ib} отдельных «волокон» бетона осредняются в большей степени, и это не позволяет выявить истинный характер деформирования отдельных слоев бетона. В наибольшей степени база измерения влияет на значения предельных или близким к предельным деформаций ϵ_{ib} .

Выявленная картина деформирования отдельных «волокон» растянутой зоны бетона при изгибе балок отражает современные представления о физическом характере деформирования и разрушения бетона. Уровень напряжений, по достижении которого показания тензодатчиков в растянутой зоне начинают существенно различаться, может быть принят за границу начала микротрещинообразования R_{tib} . До этой границы характерная линейная зависимость $\epsilon_{ib} =$

*По статье С.И. Солодкого и А.Е. Голикова. Оценка работы бетона на растяжение при изгибе //Бетон и железобетон. — 1993. — N9. — С. 9—10.



Зависимость относительных деформаций растяжения при изгибе $\epsilon_{г}$ от уровня напряжений $\sigma/R_{тб}$

$f(\sigma/R_{тб})$, остаточные деформации тензодатчиками не фиксируются, т.е. бетон работает в упругой стадии. После границы $R_{тб}$ при разгрузке начинают фиксироваться остаточные деформации $\epsilon_{об}$, которые могут быть классифицированы, по О.Я. Бергу, как пластические деформации второго рода и псевдопластические деформации, т.е. как деформации трещинообразования.

Анализ физической картины деформирования дает основание полагать, что понятие «предельная растяжимость при изгибе» ($\epsilon_{убр}$ по авторам обсуждаемой статьи) является весьма условным и неопределенным, поскольку эта величина зависит от месторасположения тензодатчиков, их базы и количества. Сама по себе величина $\epsilon_{об}$ после достижения границы $R_{тб}$ отражает лишь интенсивность развития трещинообразования и перераспределение фибровых напряжений в бетоне с нарушенной структурой. При этом значение предельных деформаций $\epsilon_{об}$ колеблется по показаниям отдельных тензодатчиков в значительных пределах и в ряде случаев достигает $(50...150)10^{-5}$.

Условность понятия «предельная растяжимость при изгибе» соответствует и условному характеру предела прочности на растяжение при изгибе, по К.А. Мальцову. Исходя из физического смысла работы бетона в условиях растяжения при изгибе деформация при $\sigma_{об} = R_{тб}$ выражает предельную растяжимость бетона, а напряжение $R_{тб}$ — прочность бетона при осевом растяжении. После достижения $R_{тб}$ энергия деформирования в бетоне расходуется для развития микро-разрушений и образования магистральной трещины, приводящей к разрушению бетонной балки. На величину $\epsilon_{об} = f(\sigma/R_{тб})$ и $R_{тб}$ существенное влияние оказывают также усадочные напряжения, действующие на образец в процессе испарения влаги при испытании [3].

Таким образом, величина предельной деформации при изгибе растянутой зоны $\epsilon_{убт}$ является условной и не имеет однозначного выражения, а в силу этого не может использоваться при вычислении так называемого коэффициента эластичности K_{el} . Более того, исходя из определения понятия «эластичность» авторам необходимо пояснить правомерность введения коэффициента эластичности в том виде, как это использовано в обсуждаемой статье.

В известной научной литературе описаны хорошо изученные косвенные критерии прочности, деформативности, трещиностойкости, выносливости бетона в условиях растяжения при изгибе, в частности, такие, как $R_{тб}/R_b$ и $R_{тб}/E$, позволяющие сравнивать свойства бетонов различной структуры. Изменение этих критериев для бетонов, приведенных в обсуждаемой статье, далеко не всегда соответ-

ствует изменению коэффициента эластичности (см. таблицу).

По данным авторов обсуждаемой статьи, наиболее прочным и трещиностойким в условиях растяжения при изгибе по критерию K_{el} является вибровакуумштампованный бетон (серия ВВШ). В то же время по значениям критериев $R_{тб}/R_b$ и $R_{тб}/E$ этот бетон является наиболее хрупким и, следовательно, наименее деформативным и трещиностойким.

Наименее прочным и трещиностойким по критерию K_{el} по данным авторов, является полимерцементный бетон (серия ПЦБ-15), а по критерию $R_{тб}/E$ этот бетон является наиболее деформативным и трещиностойким.

Таким образом, предлагаемый авторами обсуждаемой статьи критерий эластичности не полностью учитывает реальный характер деформирования бетона растянутой зоны в условиях изгиба балки и не может служить критерием сопротивляемости бетона растягивающим напряжениям в условиях изгиба.

Библиографический список

1. Шейнин А.М. Прочность и деформативность дорожного мелкозернистого (песчаного) бетона // Совершенствование конструкций дорожных бетонных покрытий и повышение качества бетона. — М., 1967, с. 99—134 (Тр. СоюздорНИИ, вып. 23).
2. Хейфиз О.И., Шейнин А.М. Исследование деформативных свойств дорожного бетона // Совершенствование конструкций дорожных бетонных покрытий и повышение качества бетона. (Тр. СоюздорНИИ, вып. 23). — М., 1968, с. 181—192.
3. Шейнин А.М. Цементобетон для дорожных и аэродромных покрытий. — М.: Транспорт, 1991, 151 с.

СТАНДАРТЫ И НОРМАТИВНЫЕ ДОКУМЕНТЫ

В.В. ГАБРУСЕНКО, канд.техн.наук (Новосибирская Государственная строительная академия)

О подготовке и введении в действие новых норм проектирования железобетонных конструкций

Методы расчета железобетонных конструкций, изложенные в нормах 50-х годов (НиТУ 123-55 и СН 10-57), за десятилетия не претерпели коренной переделки. В их основе лежат идеи, сформулированные

отечественными классиками А.Ф. Лолейтом, А.А. Гвоздевым, В.И. Мурашовым, М.С. Боришанским и др. Большинство дополнений и изменений, внесенных за прошедший период, связано с по-

явлением новых видов арматуры и бетона, новых конструктивных решений и с уточнением наших представлений о работе сечений.

Эти не принципиальные в большинстве своем детали породили,

однако, массу дополнительных эмпирических зависимостей, коэффициентов и ограничений, которые затруднили рядовому проектировщику понимание физического смысла расчетов. Нет нужды объяснять, к каким негативным последствиям это зачастую приводит в реальной практике проектирования. Следует также заметить, что каждая новая редакция норм (их периодичность составляет примерно 10 лет) делает в одночасье устаревшей значительную часть научно-технической литературы — учебники, справочники, пособия, рекомендации и т.п., изданные массовым тиражом. Вузы и проектные учреждения в течение 2—3 лет испытывают болезненный период освоения новых норм, невольно снижая качество обучения и проектирования.

В настоящее время идет подготовка очередной редакции СНиП [1], которую предполагается «гармонизировать», т.е. максимально совместить с нормами ЕКБ-ФИП. Подобное стремление можно было бы только приветствовать, если заведомо признать, что отечественные нормы хуже западных, и если не учитывать, что последние во

многом основаны на принципиально ином подходе к расчету конструкций (например, ферменная модель для расчета изгибаемых элементов). Нетрудно представить, во что обойдется это новшество нашей и без того ослабленной проектной школе.

С учетом изложенного представляется целесообразным выпустить новую редакцию норм в качестве документа, действующего в течение 4—5 лет на равных правах с существующим СНиПом. Это позволит без спешки освоить новые методы расчета, подготовить и издать вспомогательную литературу, обобщить мнение ученых и инженеров, после чего и принять окончательное решение о судьбе старых и новых норм. Предлагаемое же авторами [1] соседство в одном документе двух совершенно разных подходов — отечественного и зарубежного — может, как нам кажется, внести дополнительную путаницу.

На наш взгляд, более разумным было бы, не затрагивая существа действующих норм, разбить их на две независимые части [2]. В одной изложить упрощенные методы, предназначенные для ручных

расчетов, с сокращением до минимума числа эмпирических поправок и с отнесением всех приближений в запасы прочности, жесткости и трещиностойкости. Другую часть адресовать компьютерным расчетам, желательно с изложением алгоритмов и с переходом, насколько возможно, от дискретных значений эмпирических коэффициентов к первоначальным функциональным зависимостям. Это сделало бы ручные расчеты более ясными, а компьютерные более точными.

Библиографический список

1. З а л е с о в А.С., Ч и с т я к о в Е.А. Гармонизация отечественных нормативных документов с нормами ЕКБ-ФИП //Бетон и железобетон. — 1992. — N 10. — С. 2—4.

2. Г а б р у с е н к о В.В. О рациональном построении норм проектирования железобетонных конструкций //Вопросы исследования железобетона в условиях Сибири /Материалы 2-й Сибирской конференции по железобетону. — Новосибирск, 1992. — С. 27—28.

Международные симпозиумы Федерации по предварительно напряженному железобетону

В последние годы Федерация повысила свою активность в промежутках между конгрессами за счет проведения ежегодно симпозиумов на различные проблемы развития преднапряженного железобетона. Так, в промежутке между XI и XII конгрессами ФИП были проведены три симпозиума на следующие темы: современное применение преднапряженного железобетона (Китай, Пекин, 1991 г.); усиление и восстановление преднапряженных конструкций, защита окружающей среды (Венгрия, Будапешт, 1992 г.); современная техника преднапряжения и ее применение (Япония, Киото, 1993 г.).

По принятому порядку всю организационную работу по подготовке и проведению симпозиумов берут на себя соответствующие национальные комитеты ФИП, а Совет Федерации осуществляет общее руководство, разработку программы и апробирование поступающих докладов. Как правило, на симпозиумы ФИП приезжают специалисты из многих стран, а тематика докладов оказывается гораздо ши-

ре принятых наименований симпозиумов.

В работе симпозиума в Пекине приняли участие 250 специалистов из 26 стран, в Будапеште 470 специалистов из 32 стран, в Киото 700 специалистов из 40 стран.

Из-за низкого качества синхронного перевода и его дороговизны вся работа симпозиумов проходит на английском языке. Организаторы собственными силами публикуют поступившие доклады в виде трудов и раздают их участникам симпозиумов.

В Пекине труды состояли из двух томов общим объемом 1077 страниц, содержавших 130 докладов; в Будапеште — трех томов общим объемом 1218 страниц, содержавших 139 докладов; в Киото — трех томов трудов общим объемом 1766 страниц, содержавших 226 докладов. Естественно, что наиболее полно в трудах симпозиумов были представлены доклады специалистов из принимающей страны.

Следует отметить содержательность и хорошее оформление трудов.

На симпозиумах проводились пленарные и секционные заседания, что дало возможность расширить число докладчиков; кроме того, получили применение так называемые панельные сообщения, для которых отводились специальные помещения.

Устраивались небольшие выставки нового оборудования, материалов и литературы, организовывались технические экскурсии, которые знакомили участников симпозиумов с интересными строительными объектами принимающей страны.

В тематике симпозиумов основное место занимали преднапряженные мосты различной конструкции, что объясняется, во-первых, значительным объемом их строительства и, во-вторых, эффективностью использования метода предварительного напряжения в этих ответственных инженерных сооружениях.

По современным требованиям мосты должны комплексно решать народнохозяйственные и эстетические задачи, обогащая и по возможности не нарушая окружающую среду. Это привело к появлению различных и часто необычных конструктивных решений. Растут перекрываемые пролеты, часто применяются криволинейные в плане решения, возводятся мосты методами передвижки пролетных строений, поворота их в плане и по вертикали. Увеличение пролетов до 400 м привело к широкому применению местов вантовой конструкции.

По соображениям повышения надежности и долговечности мостов проектировщики стали более часто использовать внешнее армирование, при котором возможен доступ и наблюдение за состоянием основных несущих арматурных элементов в процессе эксплуатации. Основными видами напрягаемой арматуры в мостах являются стальные канаты различной конструкции. Наиболее часто используются семипроволочные канаты диаметром 12,5—15 мм в состоянии поставки или собранные в более мощные пучки.

В трех перечисленных симпозиумах мостам было посвящено 140 докладов, т.е. 30% их общего количества.

На втором месте после мостов стоят доклады, посвященные применению преднапряженных конструкций в зданиях различного назначения, и более скромное место занимают различные инженерные сооружения.

Характерной особенностью для всех мероприятий ФИП является второстепенное внимание к вопросам технологии заводского производства сборных преднапряженных конструкций, механизации и автоматизации этих процессов. Возможно, это объясняется стремлением фирм подробно не раскрывать свои достижения.

На симпозиуме в Киото специальное заседание было посвящено заслушиванию докладов по высокопрочному бетону и возведению объектов с его применением. Рассматривались вопросы приготовления и применения бетонов прочностью на сжатие до 120 МПа, получаемых в основном за счет использования суперпластификаторов и микрокремнезема.

Существенно возрос интерес к неметаллической арматуре, и число докладов по этой тематике систематически возрастает.

Таблица 1

Характеристика	Единица измерения	Значение
Кратковременная прочность на растяжение σ_u (возраст материала примерно одна неделя)	Н/мм ²	1670
Модуль упругости ($0 < \sigma < 1000$ Н/мм ²), E	Н/мм ²	51 000
Удлинение при разрыве ϵ_u	%	3,3
Потеря прочности от возраста	%	4
Долговременная прочность $\sigma^B = 0,96 \cdot 0,7 \sigma_u$	Н/мм ²	1120
Перепад напряжений $2 \sigma_a$ при $N = 2 \cdot 10^6$ циклов	Н/мм ²	55
Потери напряжений от релаксации $\sigma_{sp} = 0,5 \sigma_u$, $t = 57$ лет	%	3,2
Коэффициент температурного расширения	(1/°C)	$0,7 \cdot 10^{-6}$

Разработаны и нашли уже практическое применение армирующие материалы на базе высокопрочных тонких неорганических и органических волокон, из которых наибольшее распространение для армирования бетона получило стеклянное волокно диаметром 10—15 мкм. Во многих странах короткое стекловолокно используют для дисперсного армирования тонкостенных конструкций, при этом, конечно, без полноценного использования высоких прочностных свойств волокон. В Германии, б. СССР и Японии имеется небольшой опыт производства и применения стеклопластиковых стержней \varnothing 6—8 мм в качестве напрягаемой арматуры различных инженерных сооружений (пролетных строений малых мостов, электролизных ванн, опор ЛЭП). В Нидерландах рекомендуют ленту из

армированных волокон, а в Японии — армирование стержнями из углеродных волокон. Однако по стоимости все эти материалы не могут конкурировать с арматурной сталью и поэтому должны рассматриваться только как перспективные для массового применения.

Известные виды высокопрочной неметаллической арматуры можно классифицировать по следующим ведущим показателям:

материалу исходного волокна — стеклянное, базальтовое, углеродное, арамидное;

расположению волокон в стержне — параллельная укладка, плетение, свивка;

виду связующего пластика — полиэфирная смола, эпоксидная смола и различные компаунды.

По всем перечисленным видам арматуры накоплен определенный

Таблица 2

Свойства	Единица измерения	Показатели	Примечания
Предел прочности	Н/мм ²	1765	
Модуль упругости	Н/мм ²	137 000	
Удлинения при разрыве	%	1,6	
Релаксация	%	2,5	20°C → 60°C (16 ч) → 20°C, 0,6 σ_u , 50 ч
Ползучесть	%	0,04	180°C, 0,6 σ_u , 1000 ч
Коэффициент линейного расширения	1/°C	$0,6 \cdot 10^{-6}$	20°C → 180°C
Выносливость	циклов	$1 \cdot 10^7$	0,65 σ_u → 0,45 σ_u
Теплостойкость	°C	130—240	
Кислотостойкость	—	высокая	
Щелочестойкость	—	такая же, как у стали	
Плотность	кг/дм ³	1,5	

Таблица 3

Марка	Номинальный диаметр, мм	Площадь поперечного сечения, мм ²	Разрывное усилие, т	Вес, г/м
K8	3,0	6,5	0,8	7,5
K16	4,0	13	1,6	15
K32	6,0	25	3,2	30
K64	8,0	50	6,4	60
K96	10,8	75	9,6	90
K128	12,0	100	12,8	120
K192	14,0	150	19,2	180
K256	16,0	200	25,6	240

экспериментальный материал и опыт практического применения.

Одна из ведущих западногерманских строительных фирм «Штрабаг Бау-АГ» проводит системные работы по применению стеклопластиковой арматуры при возведении различных сооружений.

Исходные стеклопластиковые стержни диаметром 7,5 мм (количество волокон в стержне 60 тыс.шт.) под названием «Поли-

Японская фирма «Токио Роуп» освоила производство фибропластиковой арматуры на базе углеродных волокон. Проволока и канаты изготавливаются из углеродного волокна диаметром 7 микрон с пределом прочности 3630 МПа и модулем упругости 23500 МПа. Исходная проволока собирается из 12 тыс. таких фибр, соединяемых между собой пластиком. Из проволоки свиваются канаты различной

Таблица 4

Тип	Форма поперечного сечения	Размеры, мм	Поперечное сечение арамидных волокон, мм ²
20000	прямоугольная	20x0,3	2,2
100000		20x1,5	11,1
200000		20x3,0	22,2
400000		20x6,0	44,4
20000	круглая	2,5	2,2
100000		2,5	11,1
200000		2,5	22,2

сталь» изготавливались фирмой «Байер» из алюмоборосиликатного стекловолокна и полиэфирной смолы; степень насыщения волокон по сечению стержня 65—70%, по весу — 80%; защитное полиамидное покрытие толщиной 0,5 мм на стержни наносила фирма «Штрабаг» перед употреблением в дело. Данные физико-механических свойств арматуры полисталь приведены в табл. 1.

Всего фирмой «Штрабаг» построено за последние годы шесть одно-, двух- и трехпролетных автодорожных мостов со стеклопластиковой арматурой и размерами пролетов до 28 м. Кроме того, фирма использовала такую арматуру при усилении покрытия станции парижского метро «Иври» и при устройстве грунтовых анкеров длиной до 10 м.

мощности, которые после свивки подвергаются термической обработке. Фирма готова поставлять углеродные семипроволочные канаты под маркой CFCC1x7 со следующими свойствами (табл. 2).

В то же время ничего не говорится о длительной прочности такой арматуры и ее стоимости, которая, по некоторым данным, очень высока. Во всяком случае, фирма сообщает о выполненном строительстве однопролетного сборного предварительно напряженного автодорожного моста с углеродной арматурой на берегу моря, т.е. в весьма агрессивной среде. Фирма готова поставлять такую арматуру с минимальным разрывом усилием от 10 до 1000 кН.

Фирма «Мицуи Констракш» (Япония) предлагает неметаллическую арматуру в виде стержней и

фибры под названием «Фибра», изготавливаемых на основе арамидных, углеродных или стеклянных волокон. В проспекте фирмы более подробно приведены свойства такой арматуры, изготавливаемой из арамидных волокон.

Стержни получают в результате сплетения жгутов из непрерывных волокон с последующей пропиткой пластиком и тепловой обработкой. Для повышения сцепления с бетоном на поверхность арматуры наносится мелкий песок. Номенклатура и механические свойства арматуры «Фибра» приведены в табл. 3.

Предельные удлинения при разрыве равны 2%, модуль упругости $E = 0,66 \cdot 10^6$ Н/мм². Обращают на себя внимание значительные потери напряжений в этой арматуре от релаксации, которые достигают 10% при $\sigma_{sp} = 0,6 \sigma_u$ через 100 ч при нормальной температуре (напомним, что для стальной высокопрочной проволоки релаксация в таких условиях не превышает 4%, а после стабилизации 2%).

Арматура «Фибра» отличается высокой коррозионной стойкостью в щелочных и кислых средах. Так, в щелочной среде $\text{Ca}(\text{OH})_2 + 3\% \text{NaCl}$ (рН = 13) за 2000 ч при температуре 80°C снижение прочности арматуры составило всего 5%, а при нормальной температуре уменьшения прочности не зафиксировано. В растворе H_2SO_4 (30%) за 30 сут при нормальной температуре снижение прочности составило 20%, а в морской воде всего 1%. При нагреве до 140°C прочность арматуры «Фибра» не снижается, а при 240°C уменьшается на 10%. Следует отметить, что арматура «Фибра» довольно гибка, и из малых диаметров (до 5 мм) можно выполнять поперечное спиральное армирование конструкций.

Несколько докладов японских специалистов было посвящено испытанию опытных балок, армированных неметаллической арматурой — продольной и поперечной — в виде спирали. Основное внимание было уделено изучению работы спирали, изготовленной из плетеной арматуры с малой площадью поперечного сечения (17—18 мм²). Авторы приходят к выводу, что спираль работает эффективно, воспринимает значительные усилия и предохраняет балки от преждевременного разрушения от среза. Кроме того, было установлено, что витая и плетеная неметаллическая арматура с несущей способностью, близкой стальному канату К-7, надежно самоанкеруется

в бетоне марки 300 и устройства специальных анкерных устройств не требуется.

В Нидерландах разработана неметаллическая высокопрочная арматура под названием «Арапри» на базе использования арамидных волокон, объединяемых в стержни посредством эпоксидной смолы. Предложенный сортамент таких стержней приведен в табл. 4.

Предусматривается изготовление арматурных элементов с насыщением элементов сечения большим количеством арамидных волокон (до 400 тыс. волокон). Максимально возможное насыщение сечения арамидными волокнами, по данным авторов, составляет 45—50%. Следует с определенной осторожностью относиться к предложению авторов оценивать механические свойства «Арапри», отнесенные к площади арамидных волокон, так как это может привести к преувеличенной оценке свойств арматуры.

Случаи использования неметаллической арматуры на основе арамидных волокон малочисленны, а некоторые приведенные примеры ее применения малоубедительны по экономическим соображениям и достижению особых преимуществ по долговечности (стоки шумозащитных экранов вдоль дорог, обжатие кирпичной стенки, многоступенчатый настил).

Подводя итоги рассмотрения материалов по неметаллической арматуре, можно сделать следующие выводы:

в ряде стран (Германия, Япония, Нидерланды и др.) проводится активная разработка различных видов неметаллической арматуры с всесторонним исследованием их свойств;

начато практическое осуществление ряда ответственных сооружений с использованием конструкций с неметаллической арматурой.

На симпозиумах увеличилось число докладов по усилению и

восстановлению различных сооружений, выполненных с применением преднапряженных конструкций. Объясняется это изменением требований к эксплуатируемым объектам, а также фактом постепенного накопления в них различных дефектов, ведь возраст многих сооружений достигает 50 лет. Продолжает привлекать внимание специалистов поведение различных преднапряженных конструкций при сейсмических воздействиях. Как правило, докладчики подтверждают целесообразность применения преднапряженного железобетона в сейсмоопасных регионах.

Материалы симпозиумов ФИП содержат много новых данных по исследованию, расчету, конструированию, изготовлению и возведению предварительно напряженных конструкций. С этими материалами можно ознакомиться в НИИЖБ.

*К.В. Михайлов,
д-р техн. наук, проф.*

РАЦИОНАЛЬНЫЙ ПОДБОР СОСТАВОВ ТЯЖЕЛОГО БЕТОНА

Так будет называться книга, которая выйдет в свет в издательстве «Стройиздат». Ее автор — доктор технических наук ВАЛЕНТИН ПЛАТОНОВИЧ СИЗОВ — признанный специалист в области проектирования составов тяжелого бетона.

Монография посвящена изложению расчетно-экспериментального метода проектирования состава бетона, позволяющего прогнозировать важнейшие свойства бетонных смесей и бетона при минимальных затратах материальных ресурсов. Основываясь на своих исследованиях, автор установил и сформулировал весьма важную закономерность постоянства соотношения между степенью заполнения пустот и раздвижкой зерен, а также величиной подвижности или жесткости бетонной смеси.

В книге приводятся также характеристики и требования к материалам для бетона, а также другие не менее полезные и нужные сведения, основанные на экспериментальных исследованиях, по определению расчетной марки бетона и соотношению прочностей на изгиб и сжатие. Выбор технологических параметров бетонных смесей и назначение проектных свойств бетона автор увязывает с учетом условий твердения бетона и способа уплотнения, с массивностью конструкций, степенью армирования, условиями работы. Подробно освещены вопросы разработки рецептур бетона, выбора водоцементного отношения, при этом богатый иллюстративный материал намного облегчает задачу подбора состава бетонов. В книге В.П.Сизова приведены также основные добавки, наиболее широко применяющиеся в бетонах и растворах, и технологические требования по их практическому применению. Показаны примеры расчета и приготовления рабочих растворов и даны рекомендации построения графиков расчета концентрированных и рабочих растворов на один замес бетономешалки при любой влажности заполнителей.

В монографии удачно изложены практические методики назначения составов бетонов, приведены необходимые справочные материалы и рекомендации, которые позволяют учесть большинство ситуаций, возникающих на практике, и найти их оптимальное решение.

Рассмотрена методика экспериментальной проверки полученных путем расчета составов, которая проиллюстрирована на пробных замесах. Это предоставит широчайшую возможность подбирать на мелких и крупных песках, на щебне различной крупности составы бетонов различных марок, в том числе высокопрочных, и бетонных смесей заданной подвижности и жесткости с химическими добавками и без них. Столь же подробно описаны методы экспериментальной проверки и корректировки лабораторного состава бетона и бетонных смесей, а также указаны добавки для обеспечения морозо- и коррозионной стойкости бетона. Для выбора технологических параметров, облегчения и ускорения подбора нужного состава бетона в книгу включен широкий круг справочных сведений (графики, таблицы, номограммы). Издание адресовано научным, инженерно-техническим работникам предприятий стройиндустрии (ЖБИ, КПП, ДСК и др.). Монография явится настольной книгой в научно-исследовательских институтах, в строительных и заводских лабораториях и НИИ.

Предварительные заказы на книгу
В.П.Сизова «РАЦИОНАЛЬНЫЙ ПОДБОР СОСТАВОВ ТЯЖЕЛОГО БЕТОНА»
можно направлять в адрес отдела маркетинга издательства Стройиздат:
101442 Москва, Долгоруковская ул., 23-а.

ВНИМАНИЮ СПЕЦИАЛИСТОВ!

**ИП "СОВПАТЕНТ" предлагает
прогибомеры динамометрические (датчики
давления) ПДМ-70 и электродвигатели
мощностью 7 кВт (750 об/мин).**

*Обращаться: 142040, Моск. обл., г. Домодегово,
Главпочта, а/я 7.*

Контактный тел. в Москве: (095) 174-85-92

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

Корректор Н.Я. Шатерникова
Подписано в печать 27.01.95. Формат 60x88 1/8 Печать офсетная Бумага книжно-журнальная Усл.печ.л. 3,92 Усл.кр.-отг. 4,92 Уч.издл. 5,2
Тираж 1642 экз Заказ № 183

Адрес редакции:
Москва, Георгиевский пер., д. 1, строение 3, 3-й этаж
Почтовый адрес редакции (экспедиция): 101442, Москва, Долгоруковская ул., д. 23а
Тел. 292-41-34

*Отпечатано в типографии №9
Комитета РФ по печати
109033, Москва, Волочаевская, д.40*

Межрегиональная научно-техническая ассоциация
«ЖЕЛЕЗОБЕТОН»
проводит 24—25 мая 1995 года
II конференцию под девизом
«БЕТОН СЕГОДНЯ И ЗАВТРА»

Намечается заслушать более 30 докладов ведущих
специалистов
в области бетоноведения.

Регистрационный взнос за участие в конференции
9 тыс.рублей,

для организаций 65 тыс. рублей (5участников).

Деньги можно перевести на р/с 00700717, МФО 44583662:
код участника Т5 (для Москвы и Московской области),
для СНГ и других городов России МФО 201791,
код участника 83.

Корреспондентский счет 662161500, Банк СОД Бизнесбанк.
Конференция состоится в НИИЖБе по адресу: Москва, 2-я
Институтская ул., 6, проезд м."Рязанский проспект",
далее авт. 29, 143, 160, 169, трол. 63
до остановки «Институт бетона»
Справки по тел. (095) 174-88-91

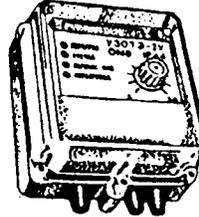
обл.



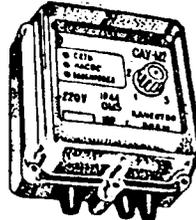
ОВЕН

**МЫ РАЗРАБОТАЛИ И ИЗГОТОВИЛИ ДЛЯ ВАС ПРИБОРЫ
АВТОМАТИЗАЦИИ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ И УСТРОЙСТВО
ЗАЩИТЫ ЭЛЕКТРОДВИГАТЕЛЕЙ:**

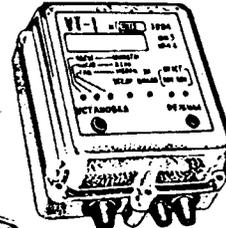
- **устройство защитного отключения** трехфазных электродвигателей УЗОТЭ-2У (отключение при обрыве и перекосе фаз, превышение номинального тока, перегрев и нарушение изоляции обмотки статора, мощность защищаемых электродвигателей 1,6-250 кВт)



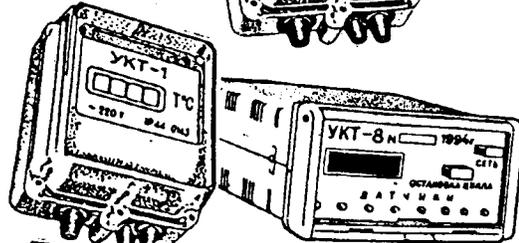
- **система автоматического управления** уровнем воды САУ (поддержание заданного верхнего и нижнего уровней в емкости, и контроль уровня в скважине)



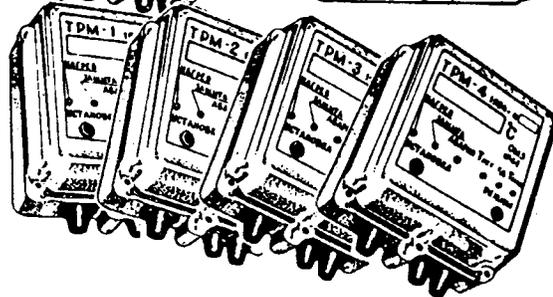
- **микропроцессорный универсальный таймер** УТ-1 (бесконечная последовательность циклов, четыре установки включения-выключения внутри каждого цикла, устанавливаемая длительность одного цикла - минута, час, сутки, неделя, месяц или год)



- **цифровые устройства контроля температур** (-50±180°C) с одним (УКТ-1) и восемью (УКТ-8) датчиками



- **микропроцессорные терморегуляторы** ТРМ-1, 2, 3, 4, 5 (-50±180°C; 0±750°C; двух и четырех позиционные; с защитой от перегрева; с сохранением установленных параметров регулирования при длительном аварийном отключении электропитания)



Преимущество контактов с нашим предприятием заключается в возможности заказа не только уже имеющейся продукции, но и в возможности разработки и изготовления приборов, необходимых вам для работы, но отсутствующих в нашем ассортименте.

Для О П Т О В Ы Х покупателей предусмотрена С К И Д К А.

Информация и прием заявок по телефонам: (095) 174-43-25, 174-44-74 (факс), 171-09-21, телетайп 611293 Шел.

Адрес: 109456, Москва, 1-й Вешняковский пр., д. 2, МГП «ОВЕН».

Индекс 700

ISSN 0005-9889 Бетон и железобетон. — 1995. — №1.