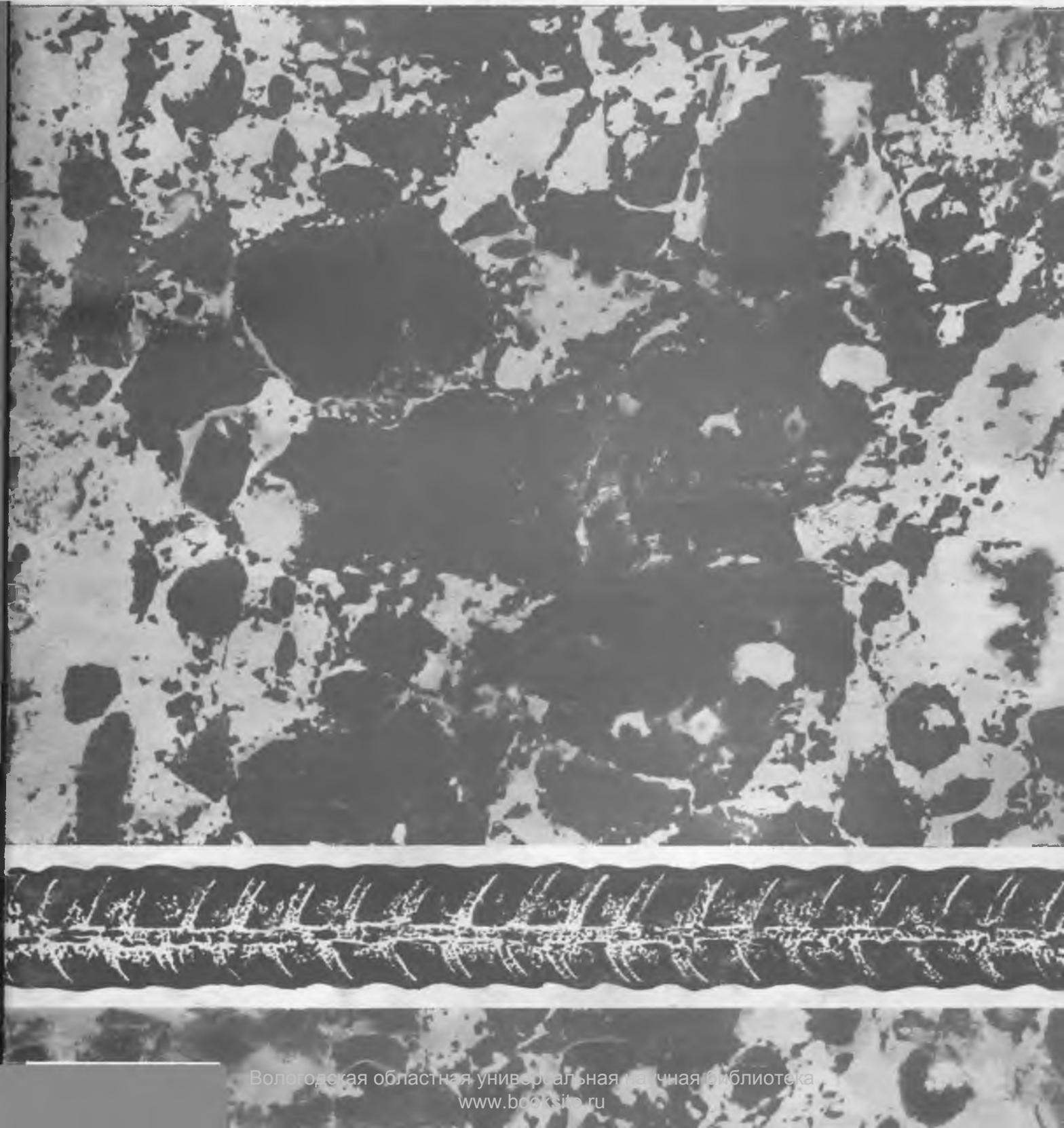


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

4

1998



Крупнейшая отраслевая библиотека

Речь пойдет о Центральной научно-технической библиотеке по строительству и архитектуре. Ее уникальные фонды являются национальным достоянием России и не дублируются в полном объеме ни одной из крупнейших библиотек мира.

ЦНТБ СиА, организованная в 1930 г., в настоящее время является крупнейшей отраслевой научно-технической библиотекой России и стран СНГ, входит в перечень библиотек общероссийского и межрегионального значения.

Фонд библиотеки насчитывает 1,5 миллиона томов, 20% из которых составляют зарубежные издания. Это книги, периодические издания, сборники трудов научно-исследовательских и проектных институтов, материалы симпозиумов и конференций, неопубликованные материалы, нормативно-техническая документация по проектированию, строительству и другие издания.

Тематический состав фонда следующий: теоретические основы строительства производства, инженерные изыскания в строительстве, теория и история архитектуры, архитектурные композиции и памятники архитектуры, градостроительство и благоустройство населенных пунктов, землеустройство, жилищная политика и жилищно-коммунальное хозяйство, промышленное, сельское строительство, технология производства и применение строительных материалов и изделий, проектирование и испытание конструкций зданий и сооружений, строительные машины, инструменты, оснастка, механизация, автоматизация и технология строительно-монтажных работ, инженерное обеспечение объектов строительства, системы и сети водоснабжения, канализации, отопления, электроснабжения, вентиляции и кондиционирования, основания, фундаменты, подземные сооружения, противопожарная безопасность, техника безопасности в строительстве, экономика, организация, управление и планирование в строительстве, свободная экономическая зона, лицензирование и сертификация в строительстве, тендерные торги, лизинг, маркетинг, страхование в строительстве, анализ риска объектов, градостроительный кадастр, эко-

логический мониторинг, среда жизнедеятельности инвалидов, а также смежные вопросы.

Особый интерес у читателей библиотеки вызывает специализированный фонд нормативно-технической документации по проектированию и строительству. Он содержит около 200 тыс. экземпляров действующих и отмененных строительных норм и правил, государственных стандартов, паспортов строительного каталога, ведомственных и республиканских строительных норм, московских городских строительных норм, ценников, прейскурантов, санитарных и противопожарных норм, технических условий и других видов документации.

Во все экземпляры действующих документов своевременно вносятся дополнения и изменения, дается информация о сроках действия, замене и отмене документов. При желании можно ознакомиться и с отмененными нормативными документами.

Большую ценность, с точки зрения развития теории и истории архитектуры и строительной техники, представляет собрание антикварных и редких книг, планов, гравюр, литографий, рисунков XV–XIX веков. Среди них инкунабула 1497 г., оригинальные рисунки знаменитого итальянского золотых дел мастера и скульптора Высокого Возрождения Бенвенуто Челлини (1500–1571), произведения таких выдающихся архитекторов прошлого, как Марк Поллион Витрувий, Леон Баттиста Альберти, Филиппо Брунеллески, Франсуа Blondель, Якоб Бароций Виньола, Себастьян Серлио, Андреа Палладио и др. Есть в антикварном фонде и старинные путеводители по русским городам; отдельные издания посвящены усадьбам, царским резиденциям, храмам и монастырям.

Фондом ЦНТБ может пользоваться каждый, интересующийся строительной и архитектурной литературой. В читальном зале можно бес-

платно ознакомиться и поработать с любым материалом. Квалифицированные библиографы помогут в сложных случаях поисков литературы.

Библиотека предлагает дополнительные платные услуги:

- ❖ библиотечно-библиографическое обслуживание по договору, который включает выдачу литературы на дом, прием заказа по телефону, информирование в режиме "запрос-ответ" о вновь утвержденной нормативно-технической документации по проектированию и строительству, изменениях, дополнениях к ней, обеспечение "Указателем новых поступлений литературы и документации в фонд ЦНТБ", обеспечение выдержками по теме заказчика из "Библиографического указателя статей периодических и продолжающихся изданий";

- ❖ копирование изданий из фондов ЦНТБ;

- ❖ приоритетный просмотр текущей зарубежной периодики;

- ❖ составление тематического библиографического списка по запросу читателя на основе справочно-библиографического аппарата и информационных изданий библиотеки;

- ❖ продажа библиографических списков по актуальным темам и ретроспективных указателей, составленных ЦНТБ;

- ❖ продажа "Аннотированного библиографического указателя статей периодических и продолжающихся изданий";

- ❖ продажа "Указателя новых поступлений литературы и документации в фонд ЦНТБ СиА";

- ❖ комплектование фондов других библиотек по строительной тематике;

- ❖ организация выездных тематических выставок литературы;

- ❖ пользование автоматизированной базой данных библиотеки и другие услуги, о которых Вы можете узнать по телефонам: 976–1788; 976–1521; 976–4548.

Адрес библиотеки: 127434, Москва, Дмитровское шоссе, д.9Б. Проезд до станции метро "Тимирязевская".

Библиотека работает с 9.00 до 18.00. Выходные дни: суббота и воскресенье.

Ждем вас в нашей библиотеке и приглашаем к сотрудничеству!

Л.И.Данилова, ученый секретарь

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

4 (493)

Август 1998

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИЖелезобетон, АК "Полиמוד"

СОДЕРЖАНИЕ

Конструкции

<i>ГУЧКИН И.С., БАГДОВ С.Г., ЗВОРЫГИНА С.В.</i> Новые конструктивные решения одноэтажных производственных зданий	2
<i>ОРЛОВСКИЙ Ю.И., ШНАЛЬ Т.Н., СОЛОМОНОВ В.В., МАНТЮРЕНКО А.В.</i> Огнестойкость железобетонных плит, защищенных вспучивающимся покрытием	4

Бетоны

<i>ОРЕНТЛИХЕР Л.П.</i> Особенности структуры и свойств легких бетонов	7
<i>АХМАТОВ М.А.</i> Эффективность применения легких бетонов, изделий и конструкций из них	9
<i>ГЕНДИН В.Я., ТОЛКЫНБАЕВ Т.А.</i> Температурные режимы электротермообработки бетона с повышенным начальным водосодержанием	13

Арматура

<i>ГАЛЛЯМОВ Р.М.</i> Создание начальных напряжений в арматуре	15
---	----

В помощь проектировщику

<i>УТКИН В.С., УТКИН Л.В.</i> Определение надежности железобетонных элементов при наличии в них наклонных силовых трещин	16
<i>ПОЧТМАН Ю.М., СКАЛОЗУБ В.В., ЛАНДА М.Ш.</i> Оптимальное проектирование сечений изгибаемых железобетонных элементов по критерию минимума стоимости	17

Экономия ресурсов

<i>КОКОЕВ М.Н.</i> Использование энергии ветра для производства заполнителей бетона	19
<i>АМБАРЦУМЯН С.А., ГУРЕЦКИЙ Ю.Б., ШАПИРО А.А., САПОЖНИКОВ М.А., ГЕНДИН В.Я.</i> Пути снижения требуемой электрической мощности при электротермообработке монолитного бетона	20

Долговечность

<i>ПИРАДОВ К.А., ГУЗЕЕВ Е.А.</i> Прогноз несущей способности и долговечности железобетонных конструкций моста-метро через Москву-реку в Лужниках	22
--	----

Теория

<i>ХОЛМЯНСКИЙ М.М.</i> О процессе деформирования бетона и развития одиночных поперечных трещин или разрезов при внецентренном сжатии бетонных элементов	25
---	----

В порядке обсуждения

<i>ГЛАДКОВ Д.И., СУЛЕЙМАНОВА Л.А.</i> К испытанию бетона на морозостойкость	28
<i>ТРАМБОВЕЦКИЙ В.П.</i> Материал современности: плюсы и минусы	31



Москва

Издательство
литературы
по строительству

Журнал зарегистрирован в Министерстве печати и информации РФ. Рег. № 01080
Издательская лицензия ЛР № 020441 от 14.04.97.

© Стройиздат, журнал "Бетон и железобетон", 1998

Новые конструктивные решения одноэтажных производственных зданий

Существующие конструкции сборных одноэтажных производственных зданий характеризуются достаточно высокой стоимостью и трудоемкостью строительно-монтажных работ. Разработанные на кафедре ЖБК Пензенской ГАСА конструктивные решения в значительной мере компенсируют указанные недостатки. При этом в одном случае в качестве основных несущих конструкций здания предлагается использовать укрупненные элементы стен (УЭС) и плиты покрытия на пролет (рис. 1), а в другом — рамы консольного типа, жестко соединенные со стропильной балкой (рис. 2).

Укрупненный элемент стены представляет собой панель с вертикальными и горизонтальными ребрами, где первые выполняют функции стоек, а вторые — функции балок. Преимуще-

ством подобного решения в сравнении с отдельным является совместная работа элементов стены, где усиления от внешних нагрузок перераспределяются в монолитных узлах соответственно жесткостям. В результате этого оказывается возможным уменьшить размеры поперечного сечения несущих элементов и снизить процент армирования.

УЭС может выполняться в разных вариантах: для глухой стены и стены с проемами, для отапливаемого и неотапливаемого зданий. Однако наибольшего эффекта от применения укрупненных элементов можно достигнуть при строительстве неотапливаемых зданий небольшой высоты: индивидуальных гаражей, складов и т.п. В этом случае существенно уменьшаются масса и размеры УЭС

и не возникает проблем с их доставкой к месту монтажа.

Сопоставим конструкцию стены из укрупненных элементов с традиционной, где используются колонны, стеновые (цокольные) панели и продольные балки.

Технико-экономические показатели (в расчете на стену длиной 60 м и высотой 4,2 м) традиционного и нового решений, приведенные в табл. 1, свидетельствуют, что применение укрупненных элементов эффективнее по расходу бетона и арматуры. Кроме того, число монтажных единиц на стену сокращается примерно в 7 раз.

При строительстве зданий в районах с суровым климатом, когда глубина промерзания грунта составляет 1,5 м и более, резко возрастает объем

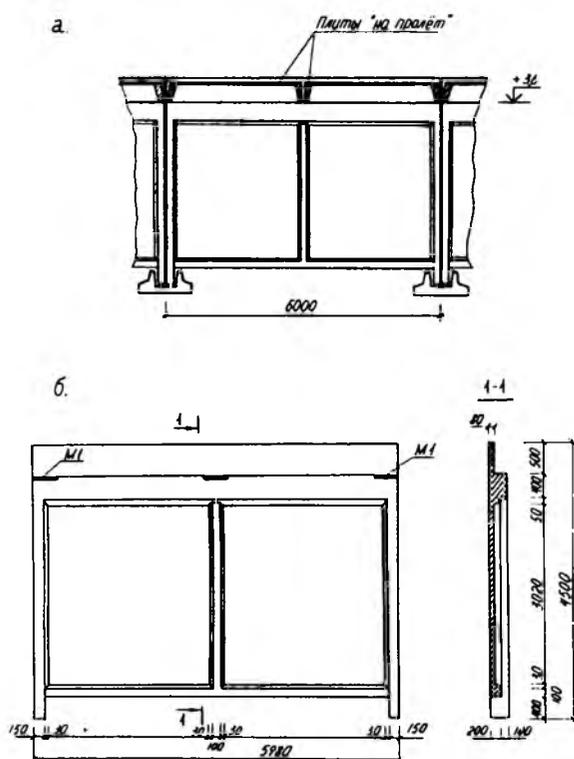


Рис. 1. Конструкция стены с использованием укрупненных элементов

а — фрагмент стены; б — конструкция УЭС

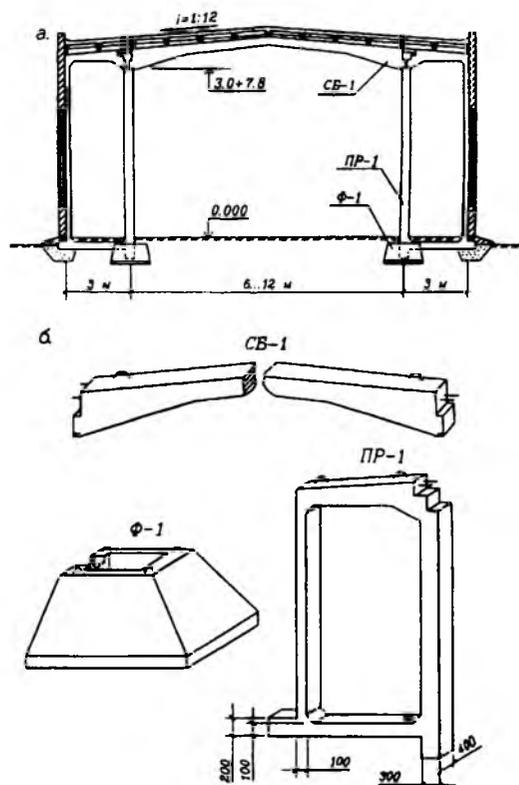


Рис. 2. Конструкция поперечника здания

а — фрагмент поперечника; б — конструктивные элементы: стропильная балка, фундамент, рама

земляных работ при устройстве фундаментов под наружные стены и увеличивается расход бетона и арматуры. В этом случае целесообразен другой вариант конструктивного решения, где в качестве несущих элементов используются рамы консольного типа, позволяющие сместить фундаменты внутрь здания, в защищенную от промерзания зону и избежать вышеупомянутых затрат. При этом цоколь здания утепляется слоем теплоизоляционного материала. Поперечник каркаса монтируется из двух железобетонных рам замкнутого профиля, объединенных поверху стропильной балкой. Пролет рам составляет 3 м, пролет стропильной балки 6...12 м (см.рис. 2). Рамы (цельные, заводского изготовления) состоят из двух стоек и двух ригелей. Одна из стоек выполняет функцию колонны, а другая — фахверка и служит для крепления стеновых панелей. Верхний ригель рамы используется как стропильная балка, а нижний — как распорка.

Особенностью конструктивного решения поперечника является отсутствие колонн как таковых. Стойка рамы, выполняющая функцию колонны, воспринимает нагрузку от покрытия и опирается на фундамент, где фиксируется анкерным болтом и замоноличивается в стакане. Рабочая арматура верхних ригелей рам соединяется на сварке с рабочей арматурой стропильной балки, образуя неразрезную конструкцию. Из-за отсутствия фундамента под наружными стенами верхние ригели работают по схеме консольных балок, нагруженных вертикальной силой от покрытия и стен. Горизонтальная сила ветрового напора воспринимается стеновыми панелями и фахверковыми стойками.

Оценка эффективности изложенного конструктивного решения производилась путем сопоставительного анализа технико-экономических показателей двух вариантов зданий. Общими данными, используемыми в статическом и конструктивном расчетах, были следующие: здания отапливаемые шириной 18 м; шаг колонн (рам) 6 м; отметка низа стропильной конструкции 7,2 м; грунт — глина с расчетным сопротивлением 0,2 МПа; расчетная глубина промерзания грунта 2 м; расчетная нагрузка на ригель от покрытия 24 кН/м (4 кН/м²); ветровой район II; снеговой район IV; уклон кровли 1:12; стеновые панели из легкого бетона плотностью 900 кг/м³.

В традиционном варианте здание однопролетное шириной 18 м. Глуби-

Таблица 1

Наименование конструкции	Число монтажных единиц	Расход материалов		Приведенная толщина, м	Расход стали на 1 м ² стены, кг/м ²
		бетон, м ³	сталь, кг		
<i>Новое решение</i>					
Угруппенный элемент УЭС	10	29,8	1960	0,118	7,8
<i>Традиционное решение</i>					
Колонна СК2-42-2 серия 1.823-1, вып. 1	11	1,8	376		
Стеновая панель ПС 600.120.10-1 серия III-83, вып. 1	30	21,3	1416		
Стеновая панель (цоколь) ПС 600.90.19-1 серия III-83, вып. 1	10	5,3	475		
Продольная балка (6x0.5x0.25) м	10	7,5	547		
Итого	71	35,9	2442	0,142	9,69

Таблица 2

Наименование конструкций	Число элементов	Расход материалов			
		бетон, м ³		сталь, кг	
		на 1 элемент	на все элементы	на 1 элемент	на все элементы
<i>Новое решение</i>					
Стропильная балка СБ-1	1	1,98	1,98	368	368
Рама ПР-1	2	1,8	3,6	254	508
Фундамент Ф-1	2	1,8	3,6	34	68
Итого			9,18		944
<i>Традиционное решение</i>					
Колонна К72-5 серия 1.423-3	2	1,3	2,6	148	296
Стропильная балка БДР 18-2AIV серия 1.462-3	1	3,4	3,4	609	609
Фундамент ФА-26 серия 1.412-1	2	2,6	5,2	57	114
Итого			11,7		1019

на заложения фундаментов под колонны 2 м. В новом варианте здание трехпролетное: 3+12+3 м. Поскольку фундаменты под опорные стойки рам расположены внутри здания, глубина их заложения принята равной 0,8 м.

По результатам статического расчета нагрузка на фундаменты в обоих вариантах примерно одинакова, поэтому площади их подошвы равны и приняты равными 3,6 м². Таким образом, объемы земляных работ при устройстве фундаментов поперечника в традиционном и новом вариантах составили соответственно 18,6 и 5,8 м³.

Данные по расходу бетона и стали на поперечник, приведенные в табл. 2, показывают, что предлагаемое решение экономичнее традиционного по всем показателям, в результате чего снижается расход бетона на 18% и арматуры на 7,38%. Объем земляных

работ при устройстве фундаментов уменьшается в 3,2 раза.

Важно отметить, что все элементы поперечника имеют простое очертание и рассчитаны на одну технологию изготовления, что позволяет выпускать их на заводах с обычными стендами и на полигонах. Номенклатура элементов ориентирована на применение тяжелого бетона классов В15...В30 и арматуры в виде сборных каркасов из горячекатаной стали класса А-I, стали периодического профиля классов А-II, А-III и холоднотянутой проволоки.

Несмотря на наличие малых пролетов у продольных стен, конструкция поперечника в целом отвечает объемно-планировочным требованиям, предъявляемым к зданиям сельскохозяйственного назначения, а также к ремонтно-механическим и складским сооружениям.

Огнестойкость железобетонных плит, защищенных вспучивающимся покрытием

Огнезащита строительных конструкций вспучивающимися покрытиями является одним из наиболее эффективных способов повышения предела их огнестойкости в условиях пожара. Подавляющее большинство огнезащитных покрытий и исследование их работы относятся к покрытиям, предназначенным для защиты от действия огня металлических конструкций. Одним из наиболее эффективных огнезащитных покрытий вспучивающегося типа является состав, разработанный во Львовском филиале НИИСМИ, нашедший практическое применение для огнезащиты конструкций из стали и алюминиевых сплавов [1]. Проведенные комплексные исследования натуральных строительных и судостроительных элементов из стали (фрагменты колонн) и алюминиевых сплавов (корабельные переборки, элементы палубных настилов) подтвердили высокие огнезащитные и эксплуатационные характеристики покрытия [2]. Основные его физико-механические и эксплуатационные показатели приведены в табл. 1.

Анализ литературных данных, авторских свидетельств и патентов показал, что в настоящее время такие по-

крытия для бетонных, железобетонных и сталежелезобетонных конструкций практически отсутствуют. Целью настоящих исследований является изучение возможности использования разработанного состава покрытия для защиты вышеназванных конструкций.

Статическая работа изгибаемых железобетонных конструкций в условиях высокотемпературного воздействия изучена достаточно хорошо [3...5]. Известно, что в момент обрушения конструкции образуется пластический шарнир в нормальном сечении средней трети пролета. При этом предел текучести растянутой арматуры, нагретой до критической температуры (в среднем 500°C), снижается до величины рабочих напряжений в ее сечении. Исследования показывают, что основное влияние на поведение железобетонных конструкций при пожаре выражается в изменении их напряженного состояния, вызывающего растрескивание бетона, его отслоение и опасные деформации, приводящие к потере несущей способности конструкций.

Учитывая вышесказанное, в про-

водимых исследованиях достаточно было решить теплотехническую задачу огнестойкости железобетонной плиты, защищенной вспучивающимся покрытием, — установить время прогрева арматуры до критической температуры и проверить надежность сцепления покрытия с бетонной поверхностью плиты в процессе воздействия огня.

Испытаниям на огнестойкость были подвергнуты 11 плит размером 110x110x10 см, армированных сеткой из проволоки диаметром 8 мм класса А-II с расстоянием между стержнями 200 мм. Плиты были изготовлены из двух видов бетона: обычного тяжелого и керамзитобетона. В качестве материалов использовали: портландцемент марки 400, активностью 38 МПа; кварцевый песок с модулем крупности 1,53; щебень известняковый фракций 5...10 мм прочностью 120 МПа; керамзитовый гравий фракций 5...10 мм плотностью 580 кг/м³ и прочностью на сжатие в стандартном цилиндре 2,2 МПа.

В процессе исследований проводили измерение температуры бетона на необогреваемой поверхности плит хромель-алюмелевыми термопарами, установленными перед огневыми испытаниями. Установку термопар по сечению плит в середине пролета осуществляли в процессе их изготовления. Схема расстановки термопар приведена на рис. 1...3. Показания термопар во времени регистрировали на диаграммной ленте электронного самопишущего потенциометра марки ЭПП-09М-1. После огневых испытаний в каждом образце определяли фактическое местоположение термопар по бетонному сечению.

На обогреваемую поверхность (низ) плит в нормальных температурно-влажностных условиях закрытого цеха ВНИИПО (Балашиха, Московская обл.) был нанесен состав, состоящий из двух паст, которые смешивали непосредственно перед нанесением. Состав наносили вручную, шпателем в два слоя, с интервалом 48 ч. Плотность покрытия в сухом состоянии находилась в пределах 980...1000 кг/м³,

Таблица 1

Показатели	Единица измерения	Связующее	
		Смола КФ-Ж	Смола ММ-54-У
Плотность покрытия: свеженанесенного затвердевшего	кг/м ³	1200...1300 900...1000	
Содержание стекловолокна	%	0,5	
Предел огнестойкости при толщине слоя покрытия 5 мм	мин	60...68	55...68
Адгезия при отрыве от подложки, покрытой грунтовкой ФЛ-03Ж	МПа	0,81...0,91	0,87...0,95
Предел прочности: на растяжение при изгибе при сжатии при сжатии вспученного покрытия	МПа	8,1...8,6	7,7...8,4
	МПа	14,7...16,0	14,5...16,0
	МПа	0,20...0,22	
Ударная вязкость	МПа	10...15	
Температура начала вспучивания	°С	170...180	165...185
Коэффициент вспучивания	—	9...15	7...14
Усадка покрытия при высыхании и твердении при -50°С	%	0,10...1,03	1,59...2,57
Водопоглощение за 5 сут без влагозащитного покрытия	%	11...13	10...12
То же. дизельного топлива	%	13...13,8	12...13

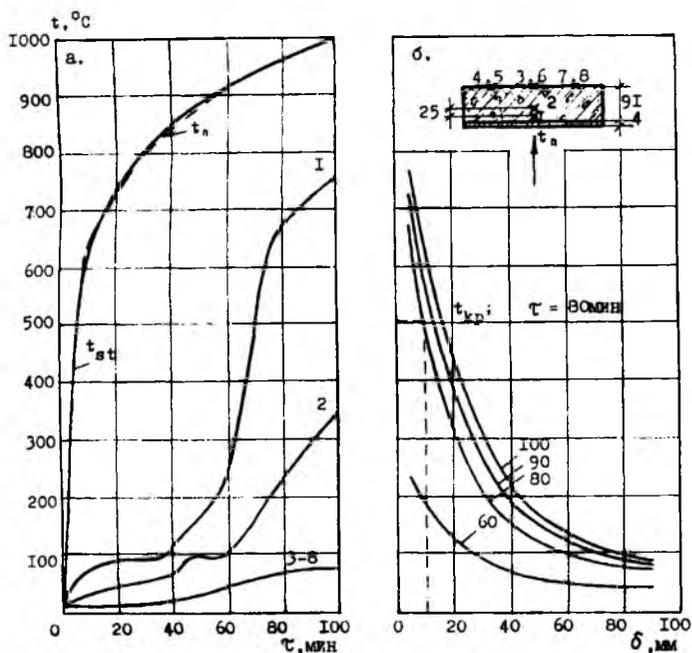


Рис. 1. Кривые прогрева плиты 7-К в процессе огневого воздействия до и после обрушения покрытия (а); распределение температуры по толщине плиты в различные моменты нагрева по режиму стандартного пожара (б)

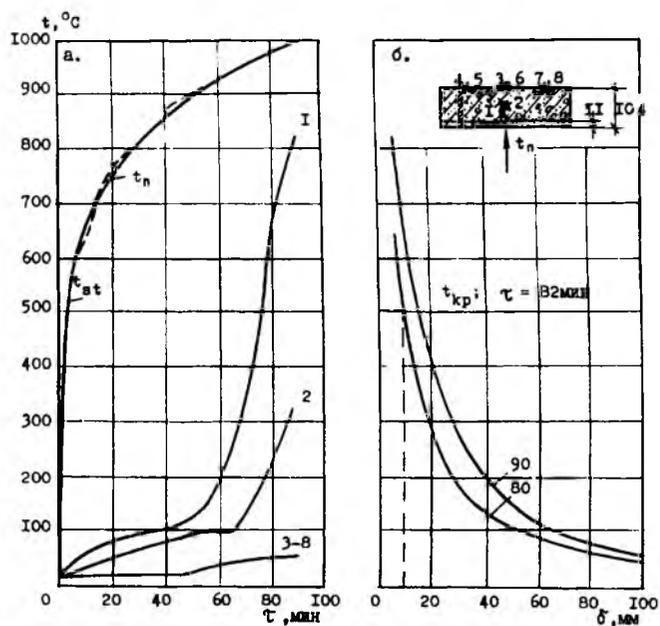


Рис. 2. Кривые прогрева плиты 9-К в процессе огневого воздействия до и после обрушения покрытия (а); распределение температуры по толщине плиты в различные моменты нагрева по режиму стандартного пожара (б)

прочность на сжатие — 8,8 МПа, толщина — 3,5...10 мм, расход — 4 кг/м² (при толщине 4 мм). Пасты изготавливали в лаборатории технологии строительных материалов и изделий Львовского филиала НИИСМИ и доставляли вместе с плитами автотранспортом во ВНИИПО.

Огневые испытания плит проводили в огневой горизонтальной камере с отверстием 1x1 м, которую обогревали двумя форсунками, работающими на керосине. Плиты нагревали со стороны их растянутой зоны. Температуру в камере изменяли по кривой “стандартного пожара”, предписанной СТ СЭВ 1000-78, закон которой с достаточной для практических расчетов точностью может быть описан эмпирической формулой

$$t_c(\tau) = t_0 + 345 \lg(8\tau + 1),$$

где τ — время нагрева в мин.

Горячие спай термопар находились на расстоянии 100 мм от обогреваемой поверхности плиты. Термопары в огневую камеру вводили через специальные окна в стенках печи. Регулирование температуры по заданному режиму производили автоматически при помощи электронного устройства типа РУ5-01М. Погрешность регулирования температуры не превышала 0,5°C от цены шкалы.

Характеристики бетона и покрытия оценивали непосредственно в день испытания плит. При этом влажность бетона плит и покрытия определяли весовым способом. Для этой цели в различных точках образцов отбирали навески, которые взвешивали при нормальной температуре, а затем высушивали до постоянной массы в муфельной электропечи при температуре 110°C (бетон) и 60°C (покрытие). Характеристики опытных плит и результаты огневых испытаний приведены в табл. 2.

Огнезащитные свойства покрытия оценивали по двум показателям: по времени нагрева образца до момента обрушения (отслоения) покрытия и по времени нагрева до момента достижения критической температуры, равной 500°C, на расстоянии 10 мм (защитный слой бетона) от обогреваемой поверхности плиты. При этой температуре начинается текучесть арматуры в результате образования пластического шарнира под действием нагрузки (в изгибаемых элементах).

Первую партию плит (1...4) испы-

Таблица 2

№ плит	Плотность бетона, кг/м ³	Толщина покрытия, мм	Влажность, %		Время до обрушения покрытия, мин	Предел огнестойкости плиты, мин
			бетона	покрытия		
1-Т	2250	5,0	2,9: 3,2: 3,4	3,2	34	—
2-К	1505	7,5	4,4: 5,2: 4,5	3,1	22	—
3-Т	2290	10,0	1,3: 2,2: 2,4	4,5	25	—
4-Т	2233	5,0	2,1: 1,9: 1,8	3,3	22	—
5-К	1445	5,3	4,9: 5,8: 6,1	4,5	17	—
6-Т	2325	3,5	3,4: 3,1: 2,0	4,1	30	50
7-Т	2270	3,9	2,3: 2,2: 2,4	3,7	40	80
8-Т	2300	4,6	2,4: 3,6: 3,4	3,8	47	78
9-К	1423	11,0	5,1: 5,7: 5,1	4,5	18	82
10-К	1458	4,3	3,3: 5,9: 3,6	5,3	22	50
11-К	1418	0	1,8: 3,5: 3,2	—	—	35

Примечание. Плиты с буквой Т изготовлены из тяжелого бетона, К — из керамзитобетона

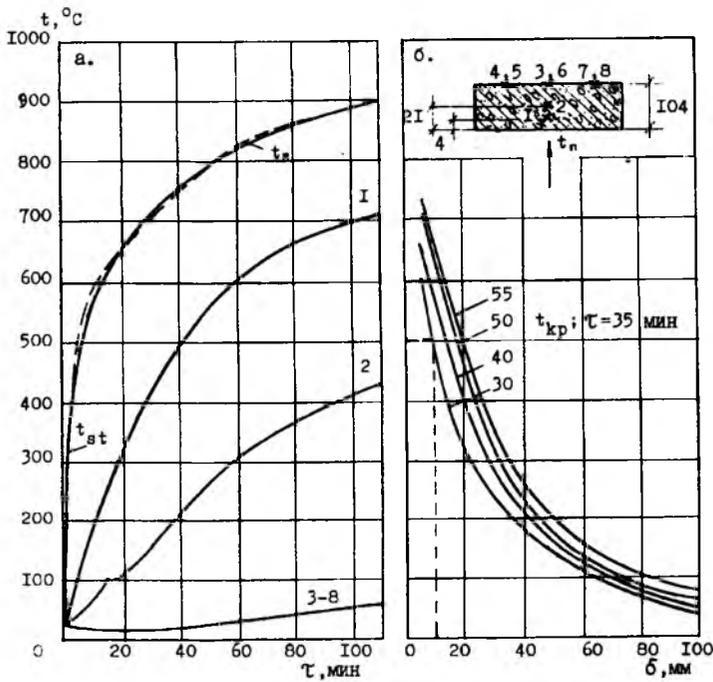


Рис. 3. Кривые прогрева плиты 11-К в процессе огневого воздействия (а); распределение температуры по толщине плиты в различные моменты нагрева по режиму стандартного пожара (б)

тивали до момента отслоения покрытия, вторую (5...11) — до момента достижения критической температуры. Кривые нагрева плит в процессе огневого воздействия приведены на графиках (рис. 1...3).

При воздействии температуры визуальными наблюдениями было установлено следующее. Через 1...2 мин происходило почернение покрытия с поверхности и начиналось его вспучивание в виде отдельных пузырей; 3 мин — вспучивание покрытия по всей поверхности; 4...7 мин — начало появления отдельных трещин на поверхности, которые со временем раскрывались по ширине и глубине; 7...15 мин — наблюдалось шелушение поверхности, которое продолжалось во времени; 9...20 мин — происходило отслоение покрытия от бетона, и на отдельных участках наблюдалось его провисание в виде больших пузырей, величина которого со временем увеличивалась; 17...47 мин покрытие обрушивалось на большей части поверхности.

Поведение плиты № 11-К с максимальной толщиной покрытия 11 мм имело свои особенности. До 18 мин огневого воздействия поведение покрытия было аналогично вышеописанному, а затем произошло его обрушение по всей поверхности плиты на половине его толщины (расслоение).

Оставшаяся часть продолжала вспучиваться, растрескиваться, шелушиться во времени. Обрушение покрытия происходило в виде отдельных кусков (между трещинами). В конце испытаний (1,5 ч) часть покрытия удерживалась на поверхности плиты. Причиной столь прочного сцепления покрытия с поверхностью бетона, как было установлено после испытания, явилось некачественное уплотнение бетона (многочисленные раковины) с обогреваемой стороны плиты.

Сравнивая время до момента обрушения покрытия, видим, что на плитах из керамзитобетона оно продержалось в течение 18...20, из тяжелого бетона — 22...47 мин. Ранее обрушение покрытия с поверхности керамзитобетонных плит было проанализировано по результатам испытаний плиты № 5-К. При обрушении покрытия через 17 мин сразу же началось взрывообразное разрушение бетона с обогреваемой поверхности в виде непрерывно отлетающих кусков, что сопровождалось звуковым эффектом. Взрывы продолжались до конца огневого воздействия (на 30 мин печь была отключена).

Визуальный осмотр образца после испытания показал, что в результате такого вида деструкции было повреждено около половины обогреваемой поверхности плиты. При этом глу-

бина отколов бетона составляла 7...42 мм. Причиной такого взрывообразного разрушения, по всей вероятности, являлась повышенная влажность керамзитобетона, составляющая в центре плиты 6,6%. Это же можно сказать о влажности всех плит из керамзитобетона, которая превышала влажность тяжелого бетона и составляла соответственно 4,8 и 2,6%.

Вторая партия плит (6...11) подвергалась огневым испытаниям в течение 90...100 мин. По результатам испытаний были построены графики распределения температуры по толщине плит в различные моменты нагрева по режиму стандартного пожара до и после обрушения покрытия (рис. 16...36). По этим графикам определяли время, по прошествии которого бетон на расстоянии 10 мм от обогреваемой поверхности (толщина защитного слоя арматуры) достигал критической температуры, равной 500°C. Как видно из результатов огневых испытаний, предел огнестойкости опытных плит находился в интервале 50...82 мин.

Для сравнительного анализа была испытана керамзитобетонная плита без покрытия № 11-К. Сравнивая полученные результаты этой плиты с пределом огнестойкости керамзитобетонных плит-близнецов с покрытием толщиной 4,3 мм (плита № 10-К) и 11 мм (плита № 9-К), видим, что теплоизолирующий эффект покрытия, нанесенного на бетон с влажностью 5,1...5,7%, составляет соответственно 15 и 47 мин и зависит от толщины и влажности покрытия и влажности бетона.

Для более детального изучения влияния влажностного состояния бетона на работоспособность покрытия были проведены лабораторные исследования на образцах размером 200x100 мм толщиной 10 и 50 мм. После 28 сут нормального твердения образцов тяжелого бетона часть из них помещали в воздушную среду со 100%-ной относительной влажностью. После достижения бетоном влажности, близкой к 3%, на одну сторону образца наносили покрытие. На оставшиеся образцы-близнецы покрытие наносили после их высушивания при 100°C до постоянной массы.

Образцы испытывали на огнестойкость по стандартной кривой пожара на лабораторной установке с горизонтальной муфельной электропечью МП-2УМ. В результате опытов было установлено, что покрытие, нанесенное на образцы бетона, имеющие

го влажность 3% и более, через 20...25 мин отслаивается от поверхности бетона. Совершенно иначе вело себя покрытие, нанесенное на высушенный бетон. При испытании этих образцов через 4...6 мин появляется жидкая фаза и начинается процесс вспучивания, который продолжается 25...30 мин. Затем наблюдается интенсивный процесс разложения некоторых компонентов покрытия с образованием обугленного рыхлого слоя, который через 60...70 мин осыпался, и защитные свойства покрытия быстро падали. Через 80 мин покрытие полностью осыпалось. Аналогичное явление наблюдалось при нагреве покрытия, нанесенного на стальные пластины, однако на 20...30 мин позже. Установлено, что обугленный слой покрытия осыпается раньше с поверхности бетона, чем с металла, ввиду того, что в это время цементный камень начинает дегидратироваться с образованием водяных паров.

Анализ результатов испытаний позволил установить две основные причины отслоения покрытия от поверхности бетона. Первая заключается в том, что при нагреве бетона в условиях пожара содержащаяся в нем влага и химически связанная вода испаряются, и образовавшиеся водяные пары отрывают покрытие от поверхности бетона.

Вторая причина обусловлена изменением физического состояния покрытия при нагреве, поскольку большинство входящих в его состав компонентов плавится, образуя жидкую фазу низкой вязкости. Особенно подвижную

фазу образуют мочевины, меламин и карбамидная смола. Жидкая фаза образуется не сразу по всей толщине покрытия, а сначала на наружной поверхности; затем по мере прогрева внутренних слоев толщина жидкого слоя увеличивается, и растет его масса на единицу поверхности. Это приводит к отслоению вспучивающегося слоя от поверхности (при вертикальном испытании образцов — к сползанию, при горизонтальных — к отрыву).

Выявленные причины отслоения покрытия от бетонной поверхности позволили разработать мероприятия конструктивного и технологического характера, устраняющие этот недостаток. При отслоении покрытия вследствие повышенной влажности бетона конструкций (более 3%) их следует предварительно высушивать, повышать шероховатость поверхности, например путем пескоструйной обработки, установки металлической сетки типа “рабица” с нанесением по ней покрытия или путем выполнения других конструктивных мероприятий, способствующих повышению адгезии бетона с покрытием.

Если покрытие отслаивается в результате образования маловязкой жидкой фазы, то в этом случае необходимо повышать вязкость жидкого слоя, а также вводить в композицию дополнительное количество волокнистого компонента, например стекловолокна, соответственно корректируя состав покрытия. Вышесказанное было учтено при дальнейшем совер-

шенствовании состава, разработке конструктивных и технологических мероприятий при его нанесении на поверхность конструкций.

Как показывает опыт поведения бетонных и железобетонных покрытий при пожаре, разработанное огнезащитное покрытие наиболее эффективно и целесообразно использовать для защиты тонкостенных конструкций, например оболочек, резервуаров, а также для защиты от воздействия огня сталежелезобетонных конструкций с внешним армированием и специальных видов бетона, таких как полимерные, серные, которые характеризуются повышенной огнеопасностью.

Библиографический список

1. Орловский Ю.И., Ивашкевич Б.П., Труш Л.Е., Шналь Т.Н. Вспучивающиеся покрытия для огнезащиты конструкций из стали и алюминиевых сплавов//Изв. вузов. Строительство. — 1995. — № 9. — 55–60 с.
2. Шналь Т.Н. Свойства и оптимизация составов вспучивающихся покрытий для огнезащиты металлических конструкций: Дис... канд. техн. наук. 05.23.05. — Львов, ГУ “Львовская политехника”, 1995. — 248 с.
3. Милованов А.Ф. Огнестойкость железобетонных конструкций. — М.: Строиздат, 1986. — 224 с.
4. Жуков В.В. Основы стойкости бетона при действии повышенных и высоких температур: 05.23.05. Автореф... дис... докт. техн. наук: — М., НИИЖБ, 1982. — 48 с.
5. Пянюков Э.Ф. Оценка состояния железобетонных конструкций после пожара: 05.23.05. Дис. докт. техн. наук. — М., НИИЖБ, 1991. — 387 с.

БЕТОНЫ

Л.П.ОРИЕНТЛИХЕР, д-р техн. наук, проф. (МГСУ)

Особенности структуры и свойств легких бетонов

В легких бетонах аморфизированный в процессе получения пористый заполнитель, являясь гидрофизически и адсорбционно химически активным, формирует около своей поверхности плотный контактный слой, срастаясь с адсорбционно и химически активной цементной матрицей. Контактный слой не только способствует уплотнению системы, но и вследствие вакуумирования резко повышает ее прочность и стойкость, так как при соответствующ-

их условиях не содержит капиллярных пор.

Упрочняющий эффект контактного слоя в бетоне на пористом заполнителе можно сравнить с выполнением им как бы роли “волокон”, по аналогии с функцией волокна в стеклопластике. Диаметр такого “волокна” обычно равен 5–10 мкм, т.е. можно считать, что толщина контактного слоя в бетонах на пористых заполнителях составляет 3–6 диаметров волокон.

Для рекогносцировочной оценки влияния контактного слоя на физико-механические свойства бетона на пористом заполнителе нами предложена гипотеза, которая уподобляет функцию контактного слоя (к_с) или “обоймы” действию волокна (св), с натяжением “намотанного”, как на клубок, на зерно пористого заполнителя, испытывающего, как известно, значительные деформации при увлажнении.

Отношение E/ρ является одним

из критериев эффективности композиционных материалов, где E — модуль упругости, ρ — истинная плотность материала. Можно показать, что

$$(E/\rho)_{\text{кв}} = 1,5 \cdot 10^4 \text{ МПа}, \text{ а}$$

$$(E/\rho)_{\text{св}} = 1,67 \cdot 10^4 \text{ МПа}.$$

Следовательно, качество упрочняющего компонента контактного слоя будет таким же, что и упрочняющее влияние стеклянных волокон в стеклопластике.

Пористым заполнителям принадлежит особая роль в регулировании процессов распределения и миграции воды в бетоне. Вода затворения в бетоне, особенно в легком, сначала не вся целиком находится в цементном тесте. Она распределяется между цементным тестом и заполнителем в соответствии с их смачиваемостью, удельной поверхностью, размерами зерен, размерами и общим объемом пор, химическими свойствами и пр. В ее распределении в процессе смешивания компонентов В+Ц+МЗ+КЗ, а затем при седиментации сначала оказывают влияние физические и физико-химические факторы (адсорбция, смачивание, коагуляция, капиллярные и гравитационные силы). По мере развития процессов растворения и гидратации подключаются градиенты температуры, влажности, концентрации, химическая контракция.

Для определения объема цементного теста и “внутренней” воды, взаимодействующей с цементом, как исходный был выбран момент периода формирования структуры. Существуют “внешние” и “внутренние” границы, отделяющие цементное тесто в период формирования структуры от не относящейся к нему воды: отсеченной при седиментации; от удерживаемой в области будущих контактных зон вблизи поверхности зерен заполнителей: выделившейся в так называемые водяные поры-“мешки”; от отфильтрованной при засасывании ее через устья капилляров в полости заполнителя; от воды водяного массива, составляющей внешнюю среду изделия. После укладки теста, раствора, бетона эти границы перемещаются. Пористый заполнитель в бетоне представляет собой саморегулирующуюся по закону маятника систему до тех пор, пока в ней не установится равновесное и равновесное с окружающей средой состояние. Перемещается вода в системе сравнительно медленно, так как седиментация и проникание воды

в капилляры требует времени. Сам процесс отражается на реологических свойствах теста, изменяющихся по ходу гидратации, на “внешнем” объеме системы, а также на положении “внутренних” границ, отделяющих твердеющее тесто от отсеченной или отфильтрованной воды. Внешний объем воды содействует разупрочнению контактного слоя в тяжелых бетонах, а в легких бетонах его нет совсем.

Формированию особых свойств контактного слоя способствует то, что каждый из компонентов бетона на пористом заполнителе, помимо матрицы, также находится в активном гидрофизическом и адсорбционно-химическом взаимодействии, что обеспечивает их срастание.

Состав цементных систем, выбранных для эксперимента, определяли в соответствии со структурной теорией бетона, разработанной под руководством Г.И.Горчакова, при заданных значениях концентрации цементного теста-камня, истинного водоцементного отношения в бетоне и степени гидратации цемента. Составы легкого и тяжелого бетонов имели одинаковое функциональное назначение. Составы раствора соответствовали растворным составляющим легкого и тяжелого бетонов и имели одинаковое для всех систем истинное водоцементное отношение. Коэффициент уплотнения бетонных смесей находился в пределах 0,97–0,98.

Некоторые сведения о структуре этих бетонных систем приведены в табл. 1 на основании [1–4]. Предельные значения свойств указаны для структуры легкого бетона на кварцевом песке (табл. 2).

тяжелый плотный заполнитель находится в окружении седиментационных пор.

В легком бетоне контактный слой толщиной 30–60 мкм монолитен, плотен, прочен; он химически сросся с пористым заполнителем. Прочность его сцепления велика, трещин сцепления нет, $(В/Ц)_{\text{ист}}^*$ низкое, капиллярных пор очень мало или нет совсем, микротвердость достигает $(9–15) \cdot 10^2$ МПа. Он упрочняет и повышает стойкость легкого бетона.

В тяжелом бетоне контактный слой толщиной 30–40 мкм прерывист, разуплотнен; в нем есть седиментационные поры и трещины сцепления. Он снижает прочность и стойкость тяжелого бетона.

Цементная матрица легкого бетона гидрофизически и сорбционно активна, реакции твердения цементирующего вещества в ней более полны рядом с аккумулятором влаги. Матрица срослась с пористым заполнителем, имеет большую способность к самозалечиванию, ее микротвердость равна $(6–8) \cdot 10^2$ МПа. Матрица обжима-

Таблица 1

Материал	Объем микропор, см ³ /г	Средний радиус микропор, мкм
Керамзитобетон на керамзитовом песке	0,38353	0,15
Раствор на керамзитовом песке	0,27153	0,22
Тяжелый бетон на гранитном щебне и кварцевом песке	0,04967	0,60
Раствор на кварцевом песке	0,04103	0,138

Таблица 2

Уплотнение бетона	Расчетная пористость, %		Объем микропор, см ³ /г	Средний диаметр пор, мкм	Водонепроницаемость, МПа, до
	общая	капиллярная			
Вибрирование	8,5	0	0,05574	0,063	1,2
Вибропрессование	6,8	0	0,040	0,040	4,0

Сравнение показывает, что если в качестве крупного заполнителя взять легкий пористый и сухой заполнитель, то он гидрофизически и сорбционно-химически активен, при увлажнении испытывает деформации растяжения, находится в бетоне в объемно-напряженном состоянии как бы в плотной обжимающей “обойме”. В то же вре-

ет заполнитель, испытывая деформации сжатия.

Свойства бетонов на различных заполнителях сильно отличаются. У легкого бетона площадь контакта 70–80%, она стремится к 100%. Обеспе-

* $(В/Ц)_{\text{ист}}$ — истинное водоцементное отношение.

чена высокая трещиностойкость, водонепроницаемость много больше 0,8 МПа (до 4 МПа), значительная морозостойкость (400 и более циклов), коррозионная стойкость существенно выше по сравнению с тяжелым бетоном.

Тяжелый бетон имеет площадь контактов до 50%, водонепроницаемость до 0,8 МПа, морозостойкость до 150–200 и более циклов.

Бетоны на пористых крупном и мелком заполнителях находятся в весьма невыгодном положении: общая расчетная пористость цементного камня в таком бетоне равна 23,1%, в то время как в тяжелых бетонах она составляет 9,6%, т.е. в 2,4 раза меньше. Расчетная капиллярная пористость тяжелого бетона (3,5%) меньше соответствующей пористости керамзитобетона (14%) в 4 раза.

Исследования с применением ртутной порометрии выполнялись при разных давлениях (до 100 МПа) на приборе Карло Эрба, с помощью которого возможна идентификация пор диаметром от 0,015 до 15 мкм. В табл. 1 приведены сведения об объеме и среднем радиусе микропор бетонов и растворов на легком и тяжелом крупном и мелком заполнителях.

Известно, что проницаемы для воды поры размером более 1 мкм, и таких пор в керамзитобетоне в 3 раза меньше, чем в тяжелом бетоне (13% и 42%). Это объясняется тем, что в последнем к капиллярным порам относятся и различные неплотности, вызванные седиментационными процессами, что является причиной недостаточной водостойкости, водонепроницаемости и морозостойкости тяжелых бетонов.

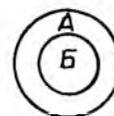
У цементного камня, растворов и бетонов на пористых заполнителях со структурными характеристиками, равноценными характеристикам таких же

материалов на плотных заполнителях (т.е. в одинаковых сравнимых условиях), количество микропор примерно на порядок больше. В системах на пористых заполнителях пор геля в 8 раз больше, чем на плотных.

Легкий бетон марки 400 на кварцевом песке, полученный при различных способах уплотнения, имел микроструктуру, характеристики которой приведены в табл. 2.

Существенные различия в качестве контактного слоя, площади срастания, характере дифференциальной пористости в бетонах на пористых и плотных заполнителях дают основание предположить возможность качественного скачка в на пути улучшения свойств изделий и конструкций из бетона на пористых заполнителях. В этом случае удастся обеспечить уникальную прочность композиционного легкого бетона на слабом пористом заполнителе, его высокую трещиностойкость и водонепроницаемость [3, 4]. Хотя, конечно, формирование оптимальных структуры и свойств легкого бетона как композиционного материала несравненно сложнее, но и эффективнее, чем решение подобных задач применительно к тяжелому бетону.

На основании проведенных исследований представляется целесообразным поставить вопрос о месте легких бетонов в бетонных системах. Здесь можно констатировать, что легкий бетон является более общим и сложным понятием, а тяжелый бетон, как понятие — более простой, частный случай первого. Границы свойств между легким и тяжелым бетонами условны, имеют плавные переходы (например, по средней плотности) и весьма подвижны. Согласно формальной логике, понятия “тяжелый



Легкий бетон, тяжелый бетон как схема понятий формальной логики

бетон” и “легкий бетон” являются относительно различными, однородными и соединенными. Следовательно, отношение понятий легкий бетон А и бетон тяжелый Б могут быть представлены: первое — как более общее, второе — как менее общее и, следовательно, как подчиненное, или как включенное объемов (см. рисунок).

Композиционные легкие бетоны — перспективнейший материал будущего по экологическим, экономическим, техническим, ресурсосберегающим, а в целом — по комплексным характеристикам. Их применение в строительстве многофункционально: двух-трехслойные стеновые панели на заполнителях нового поколения, конструкционный и конструкционно-функциональный легкий бетон с высокой трещиностойкостью, водонепроницаемостью, коррозионной стойкостью.

Библиографический список

1. Орендлихер Л.П. Коррозионная стойкость бетона на пористых заполнителях//Бетон и железобетон. — 1983. — № 8. — С. 21.
2. Орендлихер Л.П. Бетон на пористых заполнителях в сборных железобетонных конструкциях. — М.: Стройиздат, 1983.
3. Горчаков Г.И., Орендлихер Л.П. и др. Повышение трещиностойкости и водостойкости легкого бетона для ограждающих конструкций. — М.: Стройиздат, 1971.
4. Горчаков Г.И., Орендлихер Л.П. и др. Состав, структура, свойства легких бетонов. — М.: Стройиздат, 1976.

М.А. АХМАТОВ, канд. техн. наук, проф. (Кабардино-Балкарская государственная сельхозакадемия)

Эффективность применения легких бетонов, изделий и конструкций из них

В Древней Армении и Иране легкий бетон на известняковом вяжущем и кусковой пемзе использовали при строительстве куполов и сводов больших зданий и храмов.

В начале 1930-х годов легкий пемзобетон был применен в несущих конструкциях при строительстве холодиль-

ников в Ереване и Севане, а в 1934–1935 г. туфожелезобетон использовали при возведении перекрытий и купола клинической больницы и междуэтажных перекрытий универмага в Ереване. Позднее в этом городе из пемзобетона была возведена сборная железобетонная оболочка покрытия

павильона ВДНХ размером 46,4x46,4 м, а из монолитного туфожелезобетона там же сооружен крытый рынок с арками пролетом 30 м.

В республиках Закавказья и на Дальнем Востоке накоплен большой опыт применения легкого железобетона на природных пористых заполни-

телях при строительстве объектов гражданского, промышленного и сельскохозяйственного назначения. За последние десятилетия получило значительное развитие проектирование и строительство 9-, 12-, 14- и 16-этажных жилых зданий из туфо- и пемзобетонов.

В настоящее время в Ростовской области, Краснодарском крае, на Дальнем Востоке, в Кабардино-Балкарии внедрены конструкции из легкого бетона и преднапряженного железобетона на природных и искусственных пористых заполнителях. Среди них круглопустотные плиты междуэтажных перекрытий длиной 6,3 м из бетона класса В15 плотностью 1700 кг/м³, армированные высокопрочной стержневой арматурой периодического профиля; плиты покрытий промышленных зданий размерами 3х6, 3х12, 1,5х6, 1,5х12 м из бетона классов В20 и В25 плотностью 1800–1900 кг/м³; плиты междуэтажных перекрытий промышленных зданий размером 1,5х6 м из бетона класса В20, армированные канатами. При производстве на заводе ЖБИ № 2 треста “Каббалкпромстрой” комплексных плит объемом 3 тыс.м³ в год годовой эффект в ценах 1986 г. составил более 10 тыс.р. [1, 4, 7].

Использование керамзитобетона пониженной плотности в стеновых панелях промзданий в Самаре и Краснодаре позволило уменьшить их толщину с 200 до 160 мм. Это сократило затраты на устройство ограждений на 15,4%, снизило расход цемента на 48,5%, уменьшило нагрузку на несущие конструкции на 33,4%.

В Камчатской, Сахалинской и Магаданской областях широко применяют бетоны на вулканических шлаках. Из них изготавливают конструкции панельных зданий, элементы каркасов одноэтажных промышленных зданий и др.

Объединение “Камчаткстрой”, Красноярский ПромстройНИИпроект провели значительные работы по внедрению в Петропавловске-Камчатском жилых крупнопанельных зданий по типовому проекту серии 1-464. Панели в таких зданиях изготавливают однослойными из шлакобетона класса В7,5 на шлаке Козельского месторождения. Бетон на таком шлаке имеет плотность 1500-1750 кг/м³, послепропарочную влажность 15 ± 5%, объем межзерновых пустот 4–18%. Исследования, проведенные в Дальневосточном ПромстройНИИпроекте, позволили внедрить в практику строительства легкие

бетоны класса В30 на вулканическом шлаке и конструкции из них.

На Дальнем Востоке накоплен опыт применения шлакобетона и туфобетона для изготовления конструкций крупноблочных жилых домов серии 1-464-АС, каркасов промышленных зданий и др. Из таких бетонов построены каркас главного корпуса Камчатской ТЭЦ, лабораторный корпус Камчатэнерго, здания завода ЖБИ-40, пищекомбината, дымовая труба ТЭЦ-1 высотой 120 м и многие другие объекты. Эти здания и сооружения удовлетворительно перенесли сильное землетрясение 1971 г.

В Камчатской обл. построены жилые дома с магазинами, общественно-торговый центр, поликлиника, центр научно-технической информации, каркас общежития на 495 мест, в которых несущие конструкции выполнены из бетона класса В30 на вулканическом шлаке, а ограждающие — из такого же бетона прочностью 10–15 МПа.

Объединением “Камчаткстрой” применены на практике панели-оболочки КЖС из легкого бетона на вулканическом шлаке Козельского месторождения в районах с расчетной сейсмичностью 9 баллов. Панели-оболочки размером 3х18 м разработаны для зданий без фонарей и с зенитными фонарями, с мостовыми кранами или с подвесным транспортом. Плотность бетона в сухом состоянии составляла 1800–1850 кг/м³, а прочность на сжатие 50 МПа. Такие панели применяются при строительстве промышленных и сельскохозяйственных производственных зданий.

С 1960 г. в Магаданской обл. для строительства жилых и промышленных зданий применяют легкий стеновой материал — пеплобетон в виде камней размером 39х19х19 см, а в 1964 г. в Магадане построены первые на Северо-Востоке два крупнопанельных экспериментальных дома по типовому проекту серии 1-464-АСП-1. Наружные стены этих домов выпол-

нены из пеплобетона марки 75 толщиной 37 см. Опыт строительства и эксплуатации более сотни зданий различного назначения, возведенных в Магаданской обл. из пеплобетона с 1960 г. по настоящее время, свидетельствует об их достаточной долговечности. Целесообразность применения вулканического пепла для приготовления бетонов основана на использовании в качестве заполнителя местного сырья, простоте технологии, сравнительно высоких теплозащитных свойствах и морозостойкости (50 циклов замораживания и оттаивания), хорошем декоративном виде, сравнительно небольшой плотности (1400 кг/м³), гвоздистости и др.

В 1960-е годы в крупнопанельном жилищном строительстве в Крыму началось применение бетонов с мелким заполнителем из малопрочных местных известняков-ракушечников (исходная прочность породы до 2 МПа).

С 1968 г. трестом “Каббалкпромстрой” в Кабардино-Балкарии налажено производство однослойных стеновых пеплобетонных и керамзитобетонных панелей, из которых смонтированы сотни тысяч квадратных метров жилья. При расходе цемента от 70 до 200 кг/ч³ обеспечивается получение бетонов классов В3,5–В7,5 при плотности 1160–1250 кг/м³ [2, 5, 6].

Большой интерес представляет опыт внедрения керамзитопеплобетона класса В7,5 для панелей типа РКП при строительстве 12-этажных жилых домов в Нальчике. Стеновые панели из поризованного керамзитопеплобетона были использованы здесь же при строительстве Центрального университета. Для приготовления таких бетонов в качестве крупного заполнителя применяли керамзитовый щебень, а в качестве пористого песка — вулканический пепел (табл. 1).

Экономическая эффективность внедрения однослойных пеплобетонных и керамзитопеплобетонных стеновых наружных панелей вместо трех-

Таблица 1

цемент $R_c = 40\text{МПа}$	Расход материалов на 1 м ³ бетона, кг				Плотность бетона, кг/м ³		Кубиковая прочность бетона, МПа	
	щебень керамзитовый	пепел	вода	добавка СДБ	после пропарки	высушен до постоянного веса	после пропарки	в возрасте 28 сут
215	665	503	215	0,344	1437	1160	4,2	6,0
207	523	600	207	0,330	1475	1257	7,5	9,4
207	638	485	207	0,330	1450	1250	5,3	8,2

слоистых железобетонных изделий в ценах 1981 г. составила на 1 м² 2,77 р., на 1 м³ железобетона в деле 13,3 р. На полный объем внедрения только за один (1986 г.) год, не говоря о последующих, экономический эффект составил более 230 тыс.р. в ценах 1986 г.

Заполнители из пористых каменных отходов и рыхлых материалов нашли широкое применение для приготовления крупных стеновых блоков. Большое количество зданий из туфобетонных блоков построено в Армении, Кабардино-Балкарии, из шлакобетонных блоков — на Дальнем Востоке, из блоков из бетона на известняках-ракушечниках — на юге Украины, в Молдавии, на Северном Кавказе и в других регионах.

Весьма эффективно использование природных пористых заполнителей в сельском строительстве, так как большинство карьеров пористых горных пород располагается в сельских районах, что значительно сокращает транспортные расходы и стоимость перевозки строительных материалов. Отходы от пиления штучного камня из известняка-ракушечника в качестве заполнителей бетона используются трестами “Ставропольсельстрой”, “Крымстройдеталь” и другими строительными организациями.

В тресте “Карачайчеркесксельстрой” разработана технология и освоено производство крупных стеновых блоков и панелей из бетонов на основе вулканического пепла Кенженского месторождения. Расход цемента на 1 м³ конструкционно-теплоизоляционного пеплобетона прочностью 7,5 МПа составляет 200 кг. Как показал опыт, пеплобетоны такой прочности имеют плотность 1200–1550 кг/м³ и теплопроводность 0,7–0,75 Вт/(мК), что ниже теплопроводности кирпичной кладки. В результате совместных опытов ЦНИИЭПсельстроя и лаборатории треста “Карачайчеркесксельстрой” разработана технология изготовления индустриальных стеновых конструкций из пластифицированного поризованного пеплобетона (табл. 2), которая внедрена в практику строительства на Северном Кавказе.

Каменским заводом ЖБИ треста “Россельстройконструкция” на основании совместных работ с ЦНИИЭПсельстроем налажено производство стеновых панелей из туфобетона. Состав 1 м³ туфобетонной смеси: портландцемент активностью 40 МПа — 240 кг; вулканический туф — 860 кг (1,2 м³); вода — 150 л; раствор пенообразователя УСП — 40 л.

При внедрении технической пены на основе пасты алкисульфатов производства Волгоградского химкомбината им. 50-летия ВЛКСМ удобоукладываемость туфобетонной смеси повышается. Стеновые панели из туфобетона после двухчасовой предварительной выдержки пропаривают по режиму 3+7+(8)+2 ч с изотермической выдержкой при температуре 80 ± 5°С. Применение туфобетона для изготовления стеновых панелей позволило значительно улучшить качество изделий, снизить плотность бетона до 1020–1050 кг/м³ и себестоимость 1 м³ панелей (в ценах 1984 г.) на 2 р. [7, 8].

Накоплен производственный опыт изготовления конструкций с применением мелкого карбонатного заполнителя (песка) в смеси с керамзитом на заводах крупнопанельного домостроения в Нижнем Новгороде, на предприятиях КПД и ЖБИ Крыма, в Одессе и в Тульской обл.

Бетон и железобетон на природных пористых заполнителях нашли применение не только при строительстве жилых и других зданий, но и в ответственных сооружениях различного назначения. С 1950 г. по настоящее время при возведении гидротехнических сооружений в Армении уложено более 2 млн.м³ легкого бетона на таких заполнителях. Среди них наиболее значительным является Гомушская ГЭС из легкого бетона на литоидной пемзе. При возведении Дубоссарской ГЭС в Молдавии в качестве заполнителей бетона применены известняки солитовой структуры прочностью 5–30 МПа. При расходе цемента марки 400 в количестве 250 кг на 1 м³ прочность бетона составляла 18 МПа. Бетоны на природных пористых заполнителях также использованы при прокладке Самгорской оросительной системы в Грузии.

В 1950–1952 гг. известняки-ракушечники Апшеронских месторождений были широко использованы при строительстве ответственных сооружений второго Бакинского водопровода.

По данным б.Центральной лаборатории Бакводопроводстроя, при активности цемента 40 МПа и его расходе в количестве 290–330 кг/м³ прочность бетона в возрасте 28 сут колебалась от 15 до 26 МПа при плотности бетона естественной влажности в среднем 2100 кг/м³.

Бетоны на малопрочных карбонатных заполнителях применены трестом “Херсонводстрой” при строительстве водохозяйственных каналов, затворов, переходных мостиков и других сооружений Каховской оросительной системы, водовода г.Николаева и пассажирского причала в Каховке. Бетон имел следующие характеристики: прочность на сжатие до 20–30 МПа; водонепроницаемость до марки W8; морозостойкость до марки F150.

Легкие бетоны на природных пористых заполнителях нашли широкое применение при строительстве энергетических сооружений. С 1960 г. при изготовлении центрифугированных железобетонных опор воздушных линий начали применять бетоны с заполнителями из пемзы, арктического туфа и др.

На основании исследований, выполненных в МАДИ, ГрузНИИЭГС и в других организациях, легкие бетоны нашли широкое применение в мостостроении. В Грузии из легкого бетона на пемзе и туфе построены не только автомобильные мосты, но и железнодорожные. В 1971 г. в Нальчике из пеплобетона класса В12,5 при расходе портландцемента марки 400 в количестве 250 кг/м³ и плотности бетона в воздушно-сухом состоянии 1550 кг/м³ построен элеватор.

Исследования и опыт эксплуатации показывают, что сооружения из легких бетонов на природных пористых заполнителях сопротивляются сейсмическим воздействиям лучше, чем тяжелые, так как их масса меньше, а степень поглощения энергии больше. Это подтверждается эксплуатацией в сейсмических районах многоэтажных домов и других сооружений из бетонов на различных природных

Таблица 2

Вид бетона*	Плотность бетона, кг/м ³	Прочность бетона, МПа		Теплопроводность, Вт/(мК)	Морозостойкость	Водопоглощение, % по массе	Усадка, мм/м
		кубиковая	призменная				
1	1550	10	6	0,52	15		0,55
2	1250	5,7	4,5	0,41	25	32	1,3
3	1200	7,5	5,2	0,38	35	32	0,9

* Примечание. 1 — плотный; 2 — поризованный; 3 — пластифицированный поризованный

пористых заполнителях. ТбилЗНИИЭ-Пом разработаны проекты 9-этажных крупнопанельных и каркасно-панельных жилых домов, изготовляемых полностью из легких бетонов, для строительства в районах с сейсмичностью до 9 баллов. Сравнение их с такими же домами из тяжелого бетона показывает, что применение легких бетонов приводит к значительному уменьшению массы зданий, снижению трудоемкости их возведения и стоимости. Еще большая эффективность от применения легких бетонов может быть получена при строительстве 12- и 16-этажных зданий.

Массовое внедрение в Кабардино-Балкарии, в районах Дальнего Востока, юга России и в других регионах легкого и облегченного бетонов позволило снизить массу 5-этажных зданий на 25–30%, а в 9-этажных — на 30–35%. При этом сокращены общие трудозатраты на 10–20% и сметная стоимость — на 3–7%. По данным автора, использование в железобетонных конструкциях легких и облегченных бетонов вместо тяжелых обеспечивает снижение стоимости изделий в деле в ценах 1986 г. на 4–7 р., уменьшение массы конструкций на 15–25%, расходы стали на 4–8 кг/м³, или на 3–5%, а в отдельных случаях до 10%, трудозатраты на 0,3–0,5 чел. дн/м³ [7–9].

Кроме того, утилизация отходов камнепиления комплексно решает вопросы охраны окружающей среды, существенно снижает энергозатраты на производство пористых заполнителей, уменьшает объемы перевозок. Пористые заполнители из туфа, пемзы, шлака, пористых известняков и других значительно дешевле, чем искусственные, поэтому их производство в районах залегания исходных пористых горных пород должно быть существенно увеличено. Следует отметить, что организация производства природных пористых заполнителей, по нашим расчетам, требует вдвое меньше удельных капитальных вложений, чем на производство плотных заполнителей, и в 2–4 раза меньше, чем искусственных.

В ценообразовании природных заполнителей немалую роль играет стоимость дробления, которая при производстве пористых заполнителей ниже, чем высокопрочных. При дроблении пористых горных пород, в сравнении, например, с гранитом, срок службы основных деталей камнедробилок увеличивается в десятки раз. Отпуская стоимость заполнителей из

пород средней и низкой прочности только за счет этих факторов ниже, чем высокопрочных заполнителей, почти на 30%.

Пористые горные породы, в особенности осадочного происхождения, отличаются неоднородностью по прочности и пористости. Получаемые при их дроблении заполнители более однородны ввиду уменьшения при дроблении количества крупных пор, трещин и дефектов структуры. Тем не менее такие заполнители тоже могут быть неоднородными, поэтому при использовании их для конструктивных бетонов достаточно высокой прочности их целесообразно сепарировать по прочности и обогащать. Затраты на сепарацию и обогащение заполнителей в ценах 1980-х годов составляют 20–60 к за 1 м³ щебня, что в среднем в 10 раз дешевле, чем стоимость перевозки высококачественного щебня из отдаленных районов.

Область использования природных пористых заполнителей весьма обширна. Она включает в себя не только бетонные и железобетонные конструкции, но и кладочные растворы, асфальтобетон и др. Одной из предпосылок широкого внедрения таких заполнителей в производстве бетона и железобетона является возможность приготовления на их основе конструктивно-теплоизоляционных и конструктивных бетонов низких и средних классов. Как правило, на основе таких заполнителей целесообразно изготовление бетонов классов не выше В25, так как для бетонов более высоких классов требуется повышенный расход цемента. Учитывая, однако, что в общем объеме выпускаемого в настоящее время бетона и железобетона потребность в бетоне классов выше В25 составляет 16%, становится ясным, сколь велика область рационального применения природных пористых заполнителей.

В отличие от легких бетонов на искусственных пористых заполнителях, которые нередко обходятся дороже тяжелых бетонов из-за высокой стоимости заполнителей, бетоны на природных пористых заполнителях, как правило, дешевле и тех, и других. Это обусловлено тем, что местные природные пористые заполнители в несколько раз дешевле искусственных, они дешевле и высокопрочных плотных заполнителей, особенно когда последние завозятся из отдаленных районов.

В Армении, Кабардино-Балкарии и в других регионах туфобетоны проч-

ностью 15–20 МПа на 10–20% дешевле тяжелого бетона. При использовании заполнителей из вулканического шлака и литоидной пемзы стоимость бетона уменьшается соответственно на 5–10 и 15–20%. Примерно в такой же степени снижается стоимость бетонов прочностью до 25 МПа при замене в них привозных высокопрочных заполнителей из изверженных пород пористыми карбонатными заполнителями.

Для районов Дальнего Востока и Севера экономическая эффективность внедрения бетонов прочностью 20–40 МПа на основе вулканического шлака взамен бетона на диоритовом щебне в ценах 1980 г. составляет 10–15 р на 1 м³. Применение в бетонах марок В12,5–В25 заполнителей из известняков-ракушечников Бычковского, Криковского, Гидикского и других месторождений Молдавии взамен привозных позволило уменьшить стоимость бетонов в среднем на 20%.

Снижение стоимости бетонов при использовании в них местных природных пористых заполнителей приводит также к удешевлению изделий из них. Так, например, стоимость железобетонных ферм пролетом 24 м из туфо- и пемзобетона на 5–11% ниже стоимости ферм из тяжелого бетона. В Кабардино-Балкарии при замене в многопустотных панелях перекрытий тяжелого бетона туфо- и пемзобетоном стоимость панелей снизилась на 7,8 и 5,8%. Одновременно на 8–13% сократился и расход стали в панелях перекрытий. Существенное снижение (5–7%) стоимости различных железобетонных изделий при замене привозных высокопрочных заполнителей местными известняками-ракушечниками получено во многих районах страны.

Организация производства пильного камня из пористых пород весьма целесообразна: стоимость его при механизированной добыче на 40–50% ниже стоимости кирпича, а капиталовложения на единицу продукции на 50–60% ниже, так как оно не требует заводских корпусов, сложного оборудования и пр. Большие размеры камня, по сравнению с кирпичом, позволяют быстрее производить кладку стен и почти вдвое уменьшить расход раствора. Во многих районах страны, как и в Кабардино-Балкарии, пильный камень является основным стеновым материалом в сельском строительстве [3].

При добыче пильного камня, как отмечено, образуется в среднем до

50% отходов, которые могут быть использованы в виде бутового камня и для производства заполнителей (щебня и песка). Известняки и известняки-ракушечники являются ценным сырьем для производства разных видов извести.

В целях экономии клинкерного цемента на базе карьеров известняков и известняков-ракушечников может быть организовано производство силикатного вяжущего из извести и песка. Это позволит изготавливать силикатобетонные, армосиликатобетонные изделия, в которых не только заполнители, но и вяжущие будут местными. Таким образом, эти карьеры могут служить базой для получения разнообразных строительных материалов. Схема комплексной эксплуатации карьеров по производству строительных материалов из карбонатных и вулканических пород в каждом случае должна составляться в зависимости от качества сырья и местных условий [7-9]. При этом следует учитывать, что отходы туфа являются высококачественным сырьем для производства стекловолокна и стекловаты, ситаллов, пеностекла и др. Отходы камнепиления широко применяются в дорожном строительстве для устройства подстилающего слоя, в качестве наполнителя при изготовлении асфальта, активных минеральных добавок при производстве цемента и в других отраслях народного хозяйства.

Высокие технические свойства бетона и железобетона на природных пористых заполнителях сочетаются с экономической эффективностью, являющейся в основном следствием применения местных заполнителей. Главное их преимущество заключается в дешевизне сырья и значительно меньших затратах на организацию их производства.

Использование природных пористых заполнителей позволяет снизить массу зданий и сооружений, материалоёмкость конструкций, трудовые и энергетические затраты, транспортные расходы и в целом стоимость строительства зданий и сооружений.

Библиографический список

1. Ахматов М.А. Экономическая эффективность применения легких бетонов на естественных пористых заполнителях Кабардино-Балкарии в конструкциях // Вестник Кабардино-Балкарского научно-исследовательского института: — Нальчик, 1972. — Вып. № 5. — С. 190-199.
2. Ахматов М.А., Беккиев М.Ю. Применение конструкционно-теплоизоляционных керамзитобетонов для ограждающих стен зданий // В межвуз. сб: Вопросы прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона: РИСИ, — Ростов-на-Дону, — 1978. — вып. 6. — с. 195-199.
3. Ахматов М.А. Перспективы применения туфов Кабардино-Балкарии в стро-

ительстве на Северном Кавказе // Докл. на региональной научно-теор. конф. Совершенствование конструкций сельскохозяйственного строительства на Северном Кавказе: СевкавЗНИИЭПсельстрой, — Ростов-на-Дону, — 1984. — С. 12-15.

4. Ахматов М.А. Резервы повышения экономической эффективности капитального строительства // В сб.: Реализация научных и технических достижений — основа совершенствования сельского строительства: СевкавНИПИагропром, — Ростов-на-Дону, 1986. — С. 8-11.

5. Ахматов М.А., Туаршев К.У. Стеновые крупноразмерные блоки на щебне и песке из отходов туфа. Технические условия. — Нальчик, — 1996. — 16 с.

6. Ахматов М.А., Туаршев К.У. Рекомендации по технологии изготовления изделий из легких бетонов на природных пористых заполнителях и стеновых крупноразмерных туфоблоков на щебне и песке из отходов туфа. — Нальчик, — 1996. — 48 с.

7. Ахматов М.А. Применение отходов камнепиления туфкарьеров и рыхлых пористых пород в качестве заполнителей легких бетонов и конструкций из них. ВДНХ СССР Объединенные павильоны "Строительство", Полиграфкомбинат, Нальчик, — 1981. — 128 с.

8. Ахматов М.А. Эффективность применения местных строительных материалов и бетона // Изд-во "Эльбрус", — Нальчик, — 1986. — 160 с.

9. Маньян Р.Л., Ахматов М.А. Железобетон на пористых каменных отходах. М., Стройиздат, — 1987. — 208 с.

В.Я.ГЕНДИН, канд. техн. наук (ЦМИПКС при МГСУ); Т.А.ТОЛКЫНБАЕВ, канд. техн. наук (Таразский государственный ун-т)

Температурные режимы электротермообработки бетона с повышенным начальным водосодержанием

В специальной литературе [1] содержатся многочисленные указания о том, что в результате тепловой обработки бетон достигает наибольшей доли марочной прочности при мягких температурных режимах. С другой стороны, жесткие температурные режимы с высокими значениями скорости подъема температуры и температуры изотермического прогрева приводят к значительному недобору прочности бетона и ухудшению других качественных показателей. Такую закономерность специалисты объясняют деструктивным воздействием на бетон избыточного давления в его поровом пространстве, интенсивным перемещением влаги в капиллярах по направлению к неопалуб-

ленной поверхности, потерями влаги вследствие ее испарения и, как следствие, влажностной усадкой. Все эти процессы интенсифицируются с повышением скорости подъема температуры и изотермического прогрева бетона. Исходя из этих представлений, в нормативную и инструктивную литературу включены положения, ограничивающие величины указанных параметров температурного режима [2].

Однако в начале 1970-х годов было высказано мнение о том, что упомянутая закономерность при электротермообработке бетонов с повышенным водосодержанием не соблюдается [3]. Авторы данной статьи в рамках комплексного исследования деструктивных

процессов при электрообработке бетона провели лабораторные опыты по электронагреву бетонных образцов с широким диапазоном изменения начального водосодержания и при различных значениях скорости подъема температуры.

Для изготовления бетонных образцов-кубов с ребром 10 см использовали портландцемент М400 Подольского завода, песок с модулем крупности 2,1 Тучковского карьера, гранитный щебень крупностью 5...20 мм Ушамирского карьера. Для более наглядного сопоставления результатов и оценки влияния начального водосодержания на относительную прочность прогреваемого бетона расход цемента был одинако-

Таблица 1

Компоненты бетона	Расход материалов, кг/м ³ , при классе бетона по прочности			
	B15	B22,5	B30	B37,5
Цемент	352	352	352	352
Щебень	1180	1170	1160	1150
Песок	680	670	660	650
Вода	170	190	210	230
В/Ц	0,48	0,54	0,60	0,65
Осадка конуса, см	1...3	4...6	9...11	15...17

вым для всех составов (табл. 1). Последние обеспечивают получение бетонов, классы которых по прочности наиболее употребительны в практике строительства.

Электропрогрев бетонных образцов производили при продолжительности предварительного выдерживания 1 ч, величинах скорости подъема температуры 10, 20, 40 и 60°C/ч. Температура изотермического прогрева составляла 80°C, а продолжительность — 3, 6, 7 и 8 ч. Все варианты температурные режимов обеспечивали приобретение бетоном к концу остывания примерно 70% R_{28} .

Бетонную смесь уплотняли в формах на лабораторной виброплощадке. Перед началом электротермообработки неопалубленную поверхность образцов плотно укрывали полимерной пленкой. Боковые поверхности форм и верхнюю поверхность образцов утепляли. Температуру бетона измеряли с помощью хромель-копелевых термомпар, подключенных к автоматическому электронному потенциометру КСП-4. Выдерживание заданных температурных режимов прогрева бетона осуществляли путем регулирования напряжения, подаваемого на стальные продольные борты, — электроды специальных форм для электропрогрева бетона. Напряжение регулировали с помощью лабораторного автотрансформатора.

Определение прочности бетона при сжатии на трех прогретых образцах производили после их остывания до комнатной температуры. Еще три образца, прогретых по тому же температурному режиму, помещали в камеру нормального хранения и испытывали после 28-суточного выдерживания. Результаты испытаний прогретых образцов приведены в табл. 2.

Анализ этих результатов свидетельствует о том, что в соответствии с распространенным мнением увеличе-

ние скорости подъема температуры бетонов с начальным водосодержанием примерно до 200 кг/м³ приводит к снижению прочности прогретых образцов. Например, при начальном водосодержании бетона 170 кг/м³ возрастание скорости подъема температуры с 10 до 20, 40 и 60°C/ч приводит к снижению его прочности в суточном возрасте соответственно на 4, 13 и 22%, а в 28-суточном возрасте — на 7, 18 и 24%. При начальном водосодержании бетона 190 кг/м³ увеличение скорости подъема температуры с 10 до 20, 40 и 60°C/ч приводит к уменьшению его прочности в суточном возрасте соответственно на 8, 22 и 32%, а в 28-суточном — на 4, 10 и 12%. Нетрудно заметить, что в обоих случаях повышение скорости подъема температуры приводит к значительному недобору прочности как в суточном, так и в 28-суточном возрасте. При этом чем выше скорость подъема температуры, тем больше недобор прочности прогретого бетона.

Иная картина наблюдается при электротермообработке бетонов с начальным водосодержанием 210 и 230 кг/м³. Относительная прочность этих бетонов в суточном и 28-суточном возрасте после электротермообработки колеблется соответственно от 71 до 72 и от 102 до 105% R_{28} , т.е. практически одинакова при всех значениях скорости подъема температуры в пределах от 10 до 60°C/ч. Начиная со скорости 20°C/ч прочность бетонов с начальным водосодержанием 210 и 230 кг/м³ выше, чем бетонов с начальным водосодержанием 170 и 190 кг/м³. Как показали опыты, относительная прочность бетонных образцов, прогретых без укрытия неопалубленной поверхности, ниже, чем для образцов с укрытием пленкой.

Приведенные результаты опытов можно объяснить следующим образом. Известно, что деструктивные процессы в бетоне наиболее интенсивно

развиваются в период подъема температуры. Эти процессы являются следствием различных значений коэффициентов температурного расширения отдельных составляющих бетона — его твердого скелета, воды и паровоздушной смеси, а также происходят от усадки цементного камня. При этом нарастание прочности бетона заметно отстает от роста напряжений в его структуре. Это приводит к образованию дефектов структуры, в основном в виде микротрещин. Часть из них “залечивается” по мере дальнейшей гидратации цемента и образования цементного камня в процессе изотермического прогрева, а также при последующем твердении бетона в нормальных или естественных условиях. Следствием образования дефектов является недобор прочности бетона и ухудшение других качественных показателей. Такая картина в наших опытах характерна для электропрогрева бетонов с начальным водосодержанием 170 и 190 кг/м³.

Известно, что чем больше В/Ц бетона, тем медленнее протекают процессы гидратации и образования цементного камня. В наших экспериментах с бетонами с начальным водосодержанием 210 и 230 кг/м³ эти процессы значительно отстают от роста интенсивности деструктивных факторов. Это подтверждается результатами ранее выполненных исследований роста пластической прочности растворов, значения В/Ц которых аналогичны величинам, указанным для бетонов в табл. 1. Таким образом, наибольшая интенсивность деструктивных процессов, наблюдаемая в период подъема температуры, отмечается при весьма незначительной прочности структуры бетонов с повышенным водосодержанием, когда бетоны еще достаточно пластичны и в них практически не являются структурные дефекты.

Кроме того, в бетонах с начальным водосодержанием более 200 кг/м³ объем заполненных водой пор и, соот-

Таблица 2

Начальное водосодержание бетона, кг/м ³	Прочность бетона при сжатии, % R_{28} , при скорости подъема температуры, °C/ч							
	10		20		40		60	
	Возраст бетона после прогрева, сут							
	1	28	1	28	1	28	1	28
170	79	108	76	101	69	90	62	82
190	75	100	69	96	59	90	52	88
210	72	102	72	102	72	102	72	102
230	71	105	71	105	71	105	71	105

ветственно, их диаметр больше, чем в бетонах с начальным водосодержанием менее 200 кг/м³. Например, при начальном водосодержании 230 кг/м³ объем заполненных водой пор в 1,35 раза больше, чем в бетоне с водосодержанием 170 кг/м³. По законам гидравлики при одинаковом расходе жидкости, протекающей через капилляры, их гидравлическое сопротивление обратно пропорционально пятой степени диаметра. При начальном водосодержании 230 кг/м³ гидравлическое сопротивление на пути выхода из бетона воды и паровоздушной смеси будет в 1,35⁵ (4,5) раза меньше, чем при водосодержании 170 кг/м³. Можно предположить, что в процессе подъема температуры избыточное давление примерно во столько же раз меньше и в поровом пространстве бетона, что приводит к существенному снижению

интенсивности деструктивных процессов.

Характерно, что к моменту заметного возрастания прочности бетона, т.е. к началу изотермического прогрева, интенсивность деструктивных факторов значительно уменьшается. Это наблюдается особенно наглядно при больших значениях скорости подъема температуры. Выявленное в наших опытах уменьшение деформации расширения прогреваемых образцов подтверждает мнение о снижении деструкции бетонов с увеличением его начального водосодержания более 200 кг/м³.

Поскольку увеличение количества воды в бетоне приводит к снижению его прочности и ухудшению других качественных показателей, не следует делать вывод о полезности во всех случаях повышать его начальное водосо-

держание. Наши рекомендации распространяются только на бетоны, повышенное водосодержание которых требуется в связи с технологическими особенностями бетонирования — укладкой бетонной смеси в тонкостенные конструкции, при возведении густоармированных изделий, транспортировании бетонной смеси по трубопроводам и т.п.

Библиографический список

1. Крылов Б.А., Копылов В.Д. Кинетика потерь влаги бетонами в процессе электропрогрева//Вопросы общей технологии и ускорение твердения бетона/Сб. трудов НИИЖБ. — М.: Стройиздат, 1970. — С. 186–194.
2. СНиП 3.03.01-87*. Несущие и ограждающие конструкции. — М., 1988. — 192 с.
3. Шапошников В.Я., Гендин В.Я. Прочность и влагопотери бетона при кратковременных температурных режимах электропрогрева//Нефтепромысловое строительство. — 1971. — № 6. — С. 10–14.

АРМАТУРА

Р.М.ГАЛЛЯМОВ, канд.техн. наук, проф. (Кустанайский сельскохозяйственный ин-т)

Создание начальных напряжений в арматуре

В практике строительства зданий и сооружений часто применяются предварительно напряженные железобетонные изделия. При этом весьма важна количественная оценка начальных напряжений в предварительно напряженном элементе конструкции в стадии ее изготовления. Величину упомянутых напряжений можно определить как теоретически, так и экспериментально.

На рисунке показана форма для изготовления железобетонной строительной конструкции. Она имеет жесткие концевые стенки 3 и 4 с прорезями, ширина которых несколько больше, чем диаметр стальной арматуры 2. Вертикальные прорези концевых стенок позволяют вынимать из формы готовое железобетонное изделие с выступающими элементами арматуры. Стальная арматура имеет на концах резьбовую

часть для затяжной гайки 1. Требуемое условиями дальнейшей эксплуатации начальное напряжение в стальной арматуре создается соответствующим затягиванием гаек в резьбовом соединении.

Усилие затяжки F_3 в резьбовом соединении может быть вычислено по формуле

$$F_3 = 2M_0 / \{d_2 [\operatorname{tg}(\Psi + \varphi') + f]\},$$

где M_0 — момент затяжки в резьбовом соединении, создаваемый динамометрическим ключом; d_2 — средний диаметр резьбы; Ψ — угол наклона резьбы; φ' — угол между результирующей силой в резьбовом соединении и нормалью; f — коэффициент трения в опорной поверхности гайки.

Начальные напряжения σ_n в арматуре находят по формуле

$$\sigma_n = 4F_3 / \pi d_2^2.$$

Однако результаты экспериментального определения начальных напряжений в арматуре тензометрическим методом в стадии изготовления железобетонных изделий являются наиболее достоверными.

Чтобы измерить величину предварительно создаваемого в арматуре начального напряжения, на поверхности стального стержня параллельно оси приклеен рабочий тензометрический датчик РД. Компенсационный тензодатчик КД размещается на отдельной недеформируемой стальной пластинке. Оба датчика, имеющие

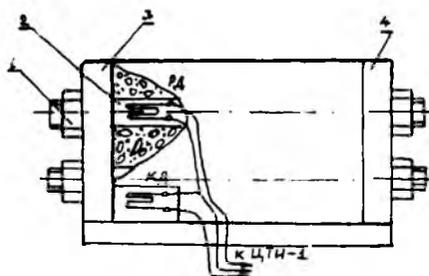
базу 20 мм и обладающие электрическим сопротивлением 100 Ом, образуют внешний полумост, выводы которого подключены к измерителю деформаций ЦТИ-1.

Во время измерений показания рабочего тензодатчика фиксируют до затяжки гаек. Затем гайки затягивают, и показания прибора записывают вновь. Умножая разность показаний прибора до и после затяжки гаек на единицу относительной деформации (10^{-6}), находят фактическую линейную относительную деформацию в точке арматуры.

Напряжения в арматуре рассчитывают по закону Гука с учетом экспериментально установленных величин относительной деформации и модуля упругости материала арматуры.

Когда в стальной арматуре по мере затяжки гаек создается необходимое для дальнейшей эксплуатации нормальное растягивающее напряжение, форму заполняют бетонным раствором. После созревания бетона затяжные гайки откручивают, и готовое железобетонное изделие извлекают из формы. Затем выступающие концы арматуры срезают по кольцевой плоскости.

Предложенный метод оценки начальных напряжений в железобетонном изделии практичен, измерения проводятся с незначительной затратой времени.



Железобетонная конструкция, подготовленная для измерения начальных напряжений в арматуре (обозначения в тексте)

Определение надежности железобетонных элементов при наличии в них наклонных силовых трещин

При обследовании железобетонных конструкций типа балки встречаются наклонные к продольной оси элемента трещины, вызванные главными растягивающими напряжениями. Ширина раскрытия таких трещин a_{crc} определяется по [1 и др.] эмпирической формулой

$$a_{crc} = \frac{\varphi_1 \eta \cdot 0,6 \sigma_W d_W}{E_W d_W / h_0 + 0,15 E_s (1 + 2 \alpha_W \mu_W)} \quad (1)$$

Ограничительные условия применения формулы (1) и значения членов, входящих в правую часть (1), описаны в целом ряде источников [1 и др.]. Дальнейшее рассмотрение вопроса об определении надежности железобетонного элемента предусматривает сохранение этих условий. При напряжении σ_W в поперечной арматуре, равном нормативному сопротивлению $R_{s,ser}$ (или пределу текучести $\sigma_T = \overline{\sigma_T} - 2S_{\sigma_T}$), раскрытие трещины

достигает предельного значения a_{np} . Тогда условие прочности железобетонного элемента по прочности поперечной арматуры можно получить из (1) в виде

$$a_{crc} \leq a_{np}, \quad (2)$$

где a_{crc} - раскрытие трещины на поверхности конструкции, которое находится измерениями ее вдоль поперечной арматуры (хомутов).

Из всех стержней поперечной арматуры элемента выбирается тот стержень, поперек которого раскрытие трещин в бетоне наибольшее. По этому стержню находится наименьшая надежность всего элемента. Результаты измерений раскрытия трещин a_{crc} обозначим через X_1, X_2, \dots, X_n . Число измерений "n" как правило, мало из-за малой протяженности трещины вблизи поперечной арматуры. Применение вероятностных методов определения надежности в таком случае исключено. В связи с этим предлагается

использовать для этого возможностный метод, основанный на теории нечетких множеств и теории возможностей. Для описания нечеткой переменной величины a_{crc} введем функцию распределения возможностей $\pi_a(x)$. Используем одну из типовых функций в виде

$$\pi_a(x) = \exp \left[- \left(\frac{x-c}{d} \right)^2 \right], \quad (3)$$

где c и d параметры распределения (3), которые находятся по результатам измерения a_{crc} . По [3] принято

$$c = 0,5(\max X_i + \min X_i) \quad 1 \leq i \leq n$$

$$d = 0,5(\max X_i - \min X_i) / \varepsilon_\alpha, \quad 1 \leq i \leq n,$$

где $\varepsilon_\alpha = \sqrt{-\ln \alpha}$. α - называется уровнем среза или риска. Значением α предварительно задаются в интервале $0 < \alpha < 1$.

Возможность безотказной работы (надежность) на момент обследования железобетонного элемента по прочности поперечной арматуры (хомутов) с учетом (2) можно записать в виде

$$P = \text{возможность} \{a_{crc} \leq a_{np}\} = \sup_{a \leq a_{np}} \pi(x)$$

или

$$P = \sup \pi(a_{np}) = \begin{cases} 1, & \text{если } a \leq a_{np} \\ \pi(a_{np}), & \text{если } a > a_{np} \end{cases} \quad (4)$$

Возможность отказа можно записать в виде

$$\bar{P} = \sup \pi(a_{np}) = \begin{cases} 1, & \text{если } a > a_{np} \\ \pi(a_{np}), & \text{если } a \leq a_{np} \end{cases} \quad (5)$$

Пример. В результате обследования железобетонной балки выявлена наклонная трещина примерно под углом 45° к продольной оси балки. Измерениями в трех различных местах по длине трещины вблизи вертикального стержня (хомута) найдены значения

$a_{crc} = \{0,20; 0,18; 0,15\}$ мм. Также удалось установить следующее:

$$E_W = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа}, \quad R_{s,ser} = 295 \text{ МПа},$$

$$E_s = 2,7 \cdot 10^4 \text{ МПа}, \quad d_W = 8 \text{ мм},$$

$$h_0 = 56 \text{ см}, \quad \mu_W = 0,003,$$

$$\alpha_W = \frac{E_W}{E_s} = \frac{2 \cdot 10^5}{2,7 \cdot 10^4} = 7,78,$$

$$\varphi_e = 1, \quad \eta = 1.$$

Найдем по (1) a_{np} при $\sigma_W = R_{s,ser} = 295 \text{ МПа}$ (класс арматуры А - II).

Оказалось $a_{np} = 0,197 \text{ мм}$.

Найдем для (3) значение

$$c = 0,5 \cdot (0,20 + 0,15) = 0,175 \text{ мм}$$

Примем $\alpha = 0,01$, тогда

$$\varepsilon_\alpha = \sqrt{-\ln(0,01)} = 2,14.$$

$$d = 0,5 \cdot (0,20 - 0,15) / 2,14 = 0,012 \text{ мм}$$

$$\pi_a(x) = \exp \left[- \left(\frac{x - 0,175}{0,012} \right)^2 \right]$$

При $x = a_{np} = 0,197 \text{ мм}$

$$\pi(a_{np}) = \exp \left[- \left(\frac{0,197 - 0,175}{0,012} \right)^2 \right] = 0,035$$

Так как $a_{np} = 0,197 > c = 0,175 \text{ мм}$,

то возможность безотказной работы балки (надежность) по прочности поперечной арматуры составляет $P = 1$. Возможность отказа

$$\bar{P} = \pi(a_{np}) = 0,035 \text{ или } 3,5\%.$$

Библиографический список

1. Проектирование железобетонных конструкций: справочное пособие/ А.Б.Голышев, В.Л.Бачинский, В.П.Полещук и др. Под ред. А.Б.Голышева. — К.: Будевэзльник, 1990. — 544 с.
2. Уткин В.С., Уткин Л.В. Неразрушающие методы определения несущей способности строительных конструкций: Учеб. пособие. Вологда: ВоПИ, 1996. — 80 с.
3. Cai K.Y. Parameter esyimayions of normal fuzzy variables.//Fuzzy Sets Syst., — 1993/ — № 55. — с. 1.79—1.85.

Оптимальное проектирование сечений изгибаемых железобетонных элементов по критерию минимума стоимости

Рассматривается задача оптимального проектирования, в которой прочность изгибаемого железобетонного элемента определяется при условии минимума стоимости бетона и арматуры в нормальном сечении. Как показано в [1] и [2], задача такого типа является задачей нелинейного математического программирования (НМП).

Критерий оптимальности (целевая функция) выражает приведенную площадь сечения элемента и имеет следующий вид:

$$\min \hat{O} = bh + C(A_s + A_s'). \quad (1)$$

Здесь: $C=C_a/C_b$, где C_a и C_b - стоимость одного погонного метра, соответственно, арматуры и бетона с площадью поперечного сечения, равной 1см^2 . Все обозначения, кроме специально оговоренных, приняты по [3].

Ограничениями служат уравнение равновесия

$$R_B b \xi h_0 + R_s A_s' - \sigma_s A_s = 0 \quad (2)$$

и условие прочности

$$R_B b h_0^2 \xi (1 - 0,5 \xi) + R_s A_s' (h_0 - a') - M \geq 0 \quad (3)$$

Для вычисления напряжений в растянутой арматуре используется единое выражение $\sigma_s = R_s F(\xi)$, $\xi \in [0; 1]$, (4)

где $F(\xi)$ - функция, аппроксимирующая график напряжений в растянутой или менее сжатой (для внецентренно сжатых элементов) арматуре в зависимости от относительной высоты сжатой зоны бетона [2].

При решении поставленной задачи необходимо определять предельно допустимое количество продольной арматуры, которое может разместиться на заданной ширине сечения по конструктивным требованиям [4]. В настоящей работе, для однородного

расположения арматуры у грани сечения, получена следующая формула, обладающая достаточной для практики точностью $A_s^{\max} = 9,66 - 1,44b + 0,13b^2 - 0,0017b^3$; Здесь: $b \in [10, 40]$ - (5)

A_s^{\max} -максимально допустимая площадь арматуры, размещаемая у грани шириной b .

Дополнительно учитываются следующие ограничения, обеспечивающие рациональное конструирование сечения:

$$1,4a' / h_0 \leq \xi \leq (\xi_R + \omega) / 2, \quad (6)$$

$$b_{\min} \leq b \leq b_{\max}, h_{\min} \leq h \leq h_{\max}, \quad (7)$$

$$0,0005bh_0 \leq A_s \leq A_s^{\max}, \quad (8)$$

$$0 \leq A_s' \leq A_s^{\max}. \quad (9)$$

Здесь: b_{\min}^{\max} , h_{\min}^{\max} - граничные размеры сечения, задаваемые конструктором.

В отличие от [1], оптимизация осуществляется с учетом модульных размеров сечения элемента, когда его высота и ширина принимаются кратными 50мм, т.е. $b=5m$ см, $h=5n$ см.

$$(m = 2, 3, \dots, m_{\max}; n = 4, 5, \dots, n_{\max}).$$

Вводятся следующие обозначения для варьируемых параметров:

$$x_1 \equiv \xi, x_2 \equiv m, x_3 \equiv n, x_4 \equiv A_s, x_5 \equiv A_s'$$

Тогда задача НМП принимает вид:

Найти $\min \hat{O}(x) = 25x_2x_3 + c(x_4 + x_5)$ (10)

при выполнении ограничений:

$$5R_Bx_1x_2(1 - 0,5x_1)(5x_3 - a)^2 + R_sx_5(5x_3 - a - a') - 10^5M \geq 0, \quad (11)$$

$$x_1(5x_3 - a) - 1,4a' \geq 0 \quad (12)$$

$$x_1 - (\xi_R + \omega) / 2 \leq 0 \quad (13)$$

$$x_2 - m_{\min} \geq 0 \quad (14)$$

$$x_2 - m_{\max} \leq 0 \quad (15)$$

$$x_3 - n_{\min} \geq 0 \quad (16)$$

$$x_3 - n_{max} \leq 0 \quad (17)$$

$$x_4 - 0,0025x_2(5x_3 - a) \geq 0, \quad (18)$$

$$x_4 + 0,2125x_2^3 - 3,25x_2^2 + 7,2x_2 - 9,66 \leq 0 \quad (19)$$

$$x_5 + 0,2125x_2^3 - 3,25x_2^2 + 7,2x_2 - 9,66 \leq 0 \quad (20)$$

$$x_5 \geq 0. \quad (21)$$

При этом параметр x_5 находится из уравнения равновесия (2):

$$x_5 = x_4 F(x_1) - 5R_B x_1 x_2 \times (5x_3 - a) / R_5 \quad (22)$$

Задача (10) - (22) решалась на ПЭВМ, с использованием стандартного пакета программ для задач НМП, при следующих исходных данных: бетон В15; $\gamma_{B2}=0.9$; арматура А-III; $a=a' \in [3;6]$ см; $b_{min}=10$ см; $b_{max}=40$ см; $h_{min}=20$ см; $h_{max}=80$ см; $C=67.0$. Значения изгибающих моментов принимались в диапазоне $M \in [1;90]$ т.см. Некоторые результаты решения представлены на рисунках.

На рис.1 представлен график изменения функции в зависимости от величины изгибающего момента (для удобства принят $\ln M$), без учета (кривая 1) и с учетом (кривая 2) ограничения на

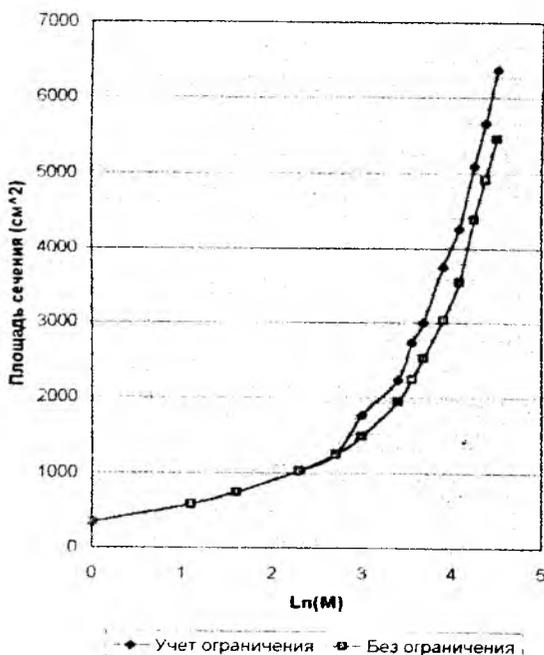


Рис. 1. Зависимость целевой функции от величины изгибающего момента

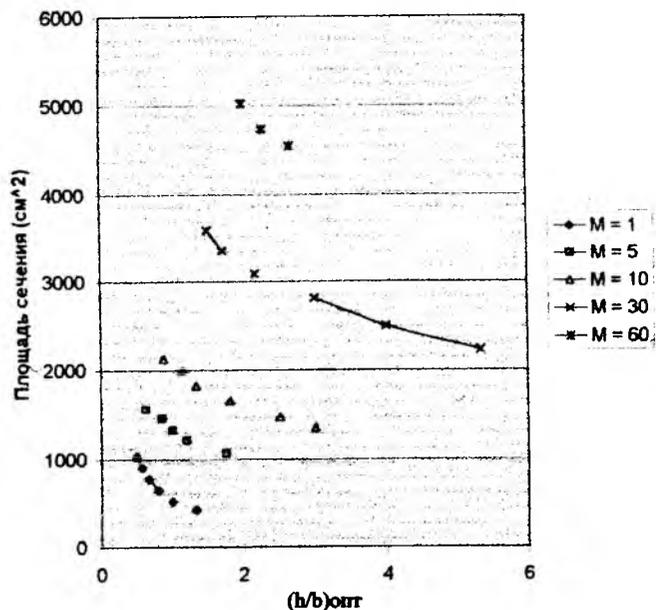


Рис. 2. Изменение целевой функции в зависимости от соотношения $(h/b)_{opt}$

допустимое количество арматуры у грани сечения на допустимое количество арматуры у грани сечения (19). Видно, что, начиная с некоторой величины M , указанное ограничение существенно влияет на величину целевой функции.

На рис.2 изображены графики изменения целевой функции в зависимости от соотношения оптимальных размеров сечения при различных значениях M . Из графиков следует, что сечения с большей величиной $(h/b)_{opt}$ являются и более оптимальными по стоимости даже при наличии сжатой арматуры.

Библиографический список

1. Рейтман М.И., Ярин Л.И. Оптимизация параметров железобетонных конструкций на ЭЦВМ. — М.: Стройиздат. 1974. — 96 с.
2. Почтман Ю.М., Ланда М.Ш. Оптимизационные модели и алгоритмы расчета прочности железобетонных элементов//Бетон и железобетон. — 1997. — № 7. — с. 29–31.
3. Пособие по проектированию бетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84) — М.: ЦИТП, 1989. — 193 с.
4. Руководство по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). — М.: Стройиздат. 1978. — 175 с.

Использование энергии ветра для производства заполнителей бетона

Рост цен на энергоносители увеличивает долю затрат на них в себестоимости энергоемкой продукции. Вовлечение в дело возобновляемых источников энергии позволяет использовать энергоресурсы, количество которых значительно превышает возможный в настоящее время объем их применения. Исходя из того, возобновляемые источники энергии все шире будут привлекаться для получения тепла, электроэнергии и в производственных целях.

Известно, что в промышленности нерудных строительных материалов, в производстве цемента и изделий из бетона наибольший удельный вес в себестоимости продукции занимают два вида затрат — на перемещение сырья (от 40 до 70% [1]) и энергозатраты на дробление и помол сырья и полуфабрикатов. Подобного рода проблемы возникают и в других отраслях промышленности, связанных с переработкой большого количества сырья. В связи с этим появились исследования и разработки, направленные на непосредственное использование нетрадиционных источников энергии для производства энергоемкой продукции [2].

Один из наиболее доступных возобновляемых источников энергии — это ветровая энергия. Значительные успехи в ее использовании достигнуты в США, Германии и Великобритании. Например, уже сейчас суммарная мощность ветровых электростанций США превышает 2 млн. кВт [3]. В северных районах Германии за несколько лет смонтировано около 3 тысяч ветроэлектростанций (ВЭС) мощностью по 400 кВт. Такие станции состоят из 50-метровой железобетонной мачты и трехлопастного ветроколеса диаметром 30 м. Гондола с ветроколесом и генератором весит 14 т, а железобетонная башня, по нашим оценкам, около 110 т [4], т.е. крупные башенные ветроэлектрические станции имеют материалоемкость около 300 кг на 1 кВт мощности. Таким образом, один из существенных недостатков мощных ВЭС — их высокая удельная материалоемкость.

В Институте гидродинамики СО РАН, используя основные положения

механики сплошных сред и теории подобия, установили зависимость между размером ветродвигателя и мощностью, приходящейся на единицу его массы [5]. Показано, что для ветродвигателя, разработанного в институте, по мере уменьшения его размеров удельная материалоемкость снижается быстрее, чем мощность двигателя. Однако метод не универсален, так как применение данного подхода для снижения материалоемкости ветродвигателей требует дополнительных затрат на систему, позволяющую объединять мощность нескольких малых ветроустановок с целью привода одного энергоемкого производственного агрегата.

Прочие недостатки ветросиловых установок, такие как излучение ветроколесом низкочастотных акустических шумов, особенно досаждающих жителям вблизи станций, появление телевизионных помех от вращающихся лопастей, отпугивание от традиционных мест отдыха перелетных птиц и другие не носят принципиального характера и могут быть уменьшены или устранены в ближайшем будущем.

Непостоянство мощности, характерное для ветровых электростанций, в настоящее время особой роли не играет, поскольку этот недостаток компенсируется существующими стабильными источниками энергии. Однако известно, что нерегулярность и колебания скорости ветрового потока вынуждают усложнять электротехническую часть ветроустановок системами автоматического регулирования и дублирования электроснабжения объектов. Проблема непостоянства ветровой энергии во многих случаях может быть решена и другими способами. Есть большой перечень производств, где важен лишь некоторый недельный или месячный объем выпускаемой продукции, а ритмичность ее производства в течение этих периодов времени не имеет особого значения. Дробление и особенно помол любого материала исключительно энергоемки, поэтому представля-

ет практический интерес использование ветродвигателей для привода помольного оборудования. Это относится к тем производствам, где срок годности продукции мало зависит от длительности ее хранения. Сюда можно отнести приготовление сырья и полуфабрикатов для изготовления многих строительных материалов, например, дробление щебня, помол металлургических шлаков, гипса, алебаstra, мергеля, исходных материалов для производства строительной керамики и стекла.

На территории России особенно большие ветроэнергетические ресурсы имеются на севере ее европейской части, на северо-востоке страны, в Западной Сибири, на Южном Урале, в Поволжье, на побережьях Черного и Азовского морей. На Северном Кавказе наиболее сильные и регулярные ветры наблюдаются в низовьях Кубани и в прибрежной зоне Прикаспийской низменности. Сильные ветры характерны также для восточной части Ставропольской возвышенности.

Особый интерес представляет район Новороссийска, где потенциал ветровой энергии очень высок, и в то же время здесь расположено одно из крупнейших в России предприятий цементной промышленности, требующее дробления и помола огромного количества сырья и промежуточных продуктов технологических переделов.

Большинство типов дробилок и мельниц терпимы к колебаниям частоты вращения привода, если эти отклонения не выходят за критические величины. Один современный электронный блок, имеющий размеры и стоимость ненамного больше инженерного калькулятора, в состоянии обеспечить автоматическую работу такой производственной установки при наличии датчиков скорости ветра и уровня загрузки материалом технологических емкостей. Основная задача автоматики — обеспечивать периодическое включение и отключение установки для исключения переполнения бункеров и механической перегрузки оборудования. Для обеспечения

работы автоматики и привода вспомогательных механизмов (для подачи сырья в технологическую машину и транспортировки готового продукта или полуфабриката на склад) возможно потребление незначительной электрической мощности от существующих электросетей.

Проведем оценку производительности ветроустановки по измельчению нерудного сырья для производства строительных материалов. Примем следующие исходные данные:

среднее количество часов со скоростью ветра 6...8 м/с в районе расположения производства — 3000 в год;

средняя эффективная мощность используемой ветроустановки при номинальной скорости ветра 6...8 м/с — 200 кВт;

вид измельчаемого сырья, подвергаемого дроблению или помолу, — щебень, известняк, вторичный бетон, гипс, клинкер, вулканическое стекло, песок, глина, отходы кирпично-черепичного производства и др.;

подача сырья для помола и транспортирование измельченного продукта в накопитель — полуавтоматическая;

удельные затраты энергии при помолу сырья средней и высокой твердости — 0,0286 кВт·ч/кг = 28,6 кВт·ч/т.

Годовой объем производства полуфабрикатов составит

$$Q = (3000 \times 200) / 28,6 = 21000 \text{ т.}$$

Производительность помольного оборудования сильно зависит от степени тонины помола материала и его физико-механических свойств, поэтому производительность установок по дроблению и помолу слабopочных материалов будет в 1,5...2 раза выше найденной величины. Например, при измельчении вулканического стекла для производства вспученного перлита производительность агрегата может составить 50...60 тыс. т продукта в год, а объем тонкого помола твердых минералов, например, кварцевого песка или полевого шпата, для производства строительного стекла или шликеров, используемых в керамическом производстве, будет порядка 20 тыс. т в год.

Изложенная концепция использования энергии ветра является развитием известного подхода, который ранее практиковали во многих странах, в том числе и в России. До применения электроэнергии в сельскохозяйственном производстве небольшие ветряные мельницы мощностью от 2 до 10 кВт были широко распространены. В начале 1917 г. в России было около 250 тыс. крестьянских ветряных мельниц, перемалывавших ежегодно 32 млн. т зерна [6], что сопоставимо с современными объемами помола этого продукта в РФ.

Использование энергии ветра для производства полуфабрикатов строительных материалов представляет

практический интерес в случае, когда мощность ветроустановки находится в пределах 100...200 кВт, а годовое число часов со скоростью ветра 6...8 м/с в данной местности составляет 1...2 тыс. ч. Целевое проектирование ветроустановки для привода дробильно-помольного оборудования позволяет исключить использование дорогостоящего цикла "электрогенератор — электродвигатель", так как в данном случае можно обойтись механической или гидравлической передачей мощности от ветродвигателя к редуктору дробилки или мельницы. Это снизит капитальные затраты на оборудование и уменьшит расходы на эксплуатацию установки.

Библиографический список

1. Буянов Ю.Д., Буткевич Г.Р., Харо О.Е. Состояние нерудной промышленности и проблемы ее развития//Строительные материалы. — 1997. — № 1. — С.27–29.
2. Кокоев М.Н., Федоров В.Т. Возможности применения геотермальной энергии в производстве строительных материалов//Строительные материалы. — 1996. — № 5. — С.2–3.
3. Перминов Э.М. Перспективы развития нетрадиционной энергетики//Энергетик. — 1992. — № 9. — С.7–9.
4. Кашин Ю.И. Ветроэнергетика Германии: сторонники и противники//Российская земля. — 1997. — № 12.
5. Войцеховский Б.В., Войцеховская Ф.Ф. Микромодульная ветроэнергетика//ЭКО. — 1988. — № 3. — С.40–45.
6. Красовский Н.В. Ветроэнергетические ресурсы СССР и перспективы их использования. — М.-Л.: Энергоиздат, 1935. — 275 с.

С.А.АМБАРЦУМЯН, канд.техн. наук, Ю.Б.ГУРЕЦКИЙ, А.А.ШАПИРО, М.А.САПОЖНИКОВ, инженеры (ЗАО "Моспромстрой"); В.Я.ГЕНДИН, канд.техн. наук (ЦМИПКС)

Пути снижения требуемой электрической мощности при электротермообработке монолитного бетона

В холодное время года бетонирование монолитных конструкций, кроме особо массивных, осуществляется, как правило, с электрообработкой бетона. В связи с уменьшением выработки электроэнергии, а также ввиду отсутствия свободных мощностей на подстанциях строители неизбежно сталкиваются с трудностями при необходимости применения электротермообработки бетона.

Нами выполнено аналитическое исследование зависимости требуемой

мощности от влияния на нее технологических параметров. Используются методики, приведенные в Руководстве*. Требуемую мощность определяли во время подъема температуры бетона, так как в этот период ее значение максимально. Полученные ре-

* Руководство по производству бетонных работ в зимних условиях, в районах Дальнего Востока, Сибири и Крайнего Севера. М., Стройиздат, 1982, 313 с.

зультаты расчетов с достаточной степенью точности могут быть использованы для всех способов электротермообработки бетона, кроме предварительного электроразогрева бетонной смеси: при электропрогреве, обогреве бетона в греющей опалубке, индукционном нагреве, инфракрасном обогреве, обогреве с применением греющих проводов.

Для расчетов приняты следующие исходные данные:

скорость подъема температуры от 5 до 15°С/ч;

температура изотермического обогрева бетона от 40 до 80°С;

модуль поверхности конструкции Вт до 15 м⁻¹;

коэффициент теплопередачи опалубки от 1,27 до 5 Вт/(см²·°С);

температура наружного воздуха от -5 до -25°С.

По результатам расчетов были построены графики, которые дают наглядное представление о каждом из перечисленных параметров и их сочетании на величину требуемой мощности. В табличной форме приведены значения требуемой мощности при крайних значениях каждого параметра в диапазоне его измерения в практике бетонирования.

Следует отметить, что наиболее простым способом снижения требуемой мощности является уменьшение объемов обогреваемых захваток бетона. Очевидно, что во сколько раз уменьшается объем обогреваемого бетона, во столько раз снижается величина требуемой мощности. Подъем температуры бетона на последующей захватке следует начинать после окончания подъема температуры бетона на предыдущей захватке. При этом необходимо учитывать, что продолжительность бетонирования конструкции увеличивается на величину, равную продолжительности подъема температуры, умноженную на число дополнительных захваток.

Анализ полученных данных позволяет сформулировать следующие практические рекомендации по снижению величины требуемой мощности.

Снижение скорости подъема температуры бетона уменьшает величину требуемой мощности во столько же раз. Например, при температуре изо-

термического обогрева бетона 80°С, модуле поверхности конструкции 6 м⁻¹, коэффициенте теплопередачи опалубки 1,27 Вт/(м²·°С) снижение скорости подъема температуры с 10 до 5°С/ч приводит к уменьшению требуемой мощности с 6,98 до 3,45 кВт/м³, т.е. в 2,02 раза. Следует помнить, что это влечет за собой увеличение продолжительности подъема температуры в два раза.

Снижение температуры изотермического обогрева бетона уменьшает требуемую мощность незначительно. Так, при скорости подъема температуры 10°С/ч, модуле поверхности конструкции 6 м⁻¹ и коэффициенте теплопередачи опалубки 1,27 Вт/(м²·°С) снижение температуры с 80 до 60°С уменьшает требуемую мощность с 6,98 до 6,63 кВт/м³, или в 1,05 раза, что практически не влияет на возможности обеспечения строительного объекта электроэнергией.

Усиление теплоизоляции опалубочных щитов позволяет несколько снизить требуемую мощность. Например, уменьшение коэффициента теплопередачи с 5,2 до 1,27 Вт/(м²·°С) при скорости подъема температуры 10°С/ч, модуле поверхности конструкции 6 м⁻¹ и температуре изотермического обогрева 80°С снижает требуемую мощность с 9,24 до 6,98 кВт/м³, т.е. в 1,32 раза. Указанное мероприятие не является радикальным способом снижения требуемой мощности, однако в некоторых случаях может сыграть положительную роль в деле обеспечения электроэнергией данного объекта.

Приведенные выше примеры снижения энергозатрат предусматривают обогрев бетона при температуре наружного воздуха минус 15°С.

Изменение температуры воздуха в пределах от минус 25 до минус 5°С в

случае, когда скорость подъема температуры равна 10°С/ч, температура изотермического обогрева 80°С, модуль поверхности конструкции 6 м⁻¹ и коэффициент теплопередачи 5,2 Вт/(м²·°С), влечет за собой снижение требуемой мощности с 8,92 до 8,55, или в 1,04 раза, т.е. совершенно незначительно. Столь малое влияние температуры наружного воздуха на требуемую мощность позволяет заключить, что при ее постоянной величине, т.е. при постоянном напряжении, изменение скорости подъема температуры будет практически незаметным даже при колебаниях температуры наружного воздуха от -5 до -25°С. Таким образом, при изменении температуры воздуха заданный температурный режим обогрева бетона будет обеспечиваться с достаточной степенью точности без регулирования подводимого напряжения.

На величину требуемой мощности в период изотермического обогрева бетона каждый из рассматриваемых факторов оказывает значительно большее внимание, чем в процессе подъема температуры. Однако величины требуемой мощности в процессе изотермического обогрева бетона в несколько раз меньше, чем в период температуры. Вследствие этого решение вопросов электроснабжения при электротермообработке бетона при изотермическом обогреве с мощностью не связано.

Приведенные в статье количественные данные могут быть использованы при выполнении расчетов, связанных с электроснабжением строительных объектов, на которых производят электротермообработку бетона с использованием всех способов, кроме предварительного электроразогрева бетонной смеси.

Уважаемые подписчики!

С 1 сентября начинается подписка на периодику на I полугодие 1999 г.

Сведения о журнале "Бетон и железобетон" Вы найдете в Объединенном каталоге Минсвязи России в любом почтовом отделении связи.

Наш индекс 70050.

Прогноз несущей способности и долговечности железобетонных конструкций моста-метро через Москву-реку в Лужниках

Мост-метро в Лужниках, введенный в эксплуатацию в 1963 г., предназначался для движения наземного городского транспорта в верхнем ярусе и поездов метрополитена — в нижнем с устройством станции метро “Ленинские горы” в пределах речного пролета. Основная часть сборных железобетонных элементов моста была изготовлена из бетона марки 500 в 1956–1959 гг. Для ускорения строительства при производстве большинства сборных железобетонных элементов в состав бетонной смеси вводили хлористые соли, что привело к значительной коррозии арматуры во времени с образованием отрывных и сдвиго-отрывных трещин, изменению поперечного сечения элементов, обнажению арматуры. Поэтому со дня ввода моста в эксплуатацию по сегодняшний день на нем ведутся ремонтно-восстановительные работы. Однако коррозионные процессы в железобетонных элементах продолжают, что обусловило необходимость закрытия станции метро в 1983 г. и перевода движения электропоездов на временные обходные мосты. В 1997 г. появилась возможность полного закрытия моста на капитальное переустройство с целью осуществить его кардинальную реконструкцию, провести которую на эксплуатируемом мосту не удалось. После реконструкции к мосту должны предъявляться требования как к новому сооружению, а по долговечности — исходя из сроков эксплуатации 70...100 лет.

Прогнозирование несущей способности и долговечности конструкций моста-метро было призвано решить две задачи: 1 — определить возможную несущую способность железобетонных конструкций по методике [1] с учетом предполагаемого изменения свойств и характеристик материалов по прошествии времени t на основе выполненных физико-химических лабораторных и натурных исследований, а также с учетом динамики развития дефектов структуры бетона и макротрещин во времени; 2 — установить ресурс долговечности конструкций или вероятность их разрушения в заданном интервале времени t с учетом информации о предыстории нагружения.

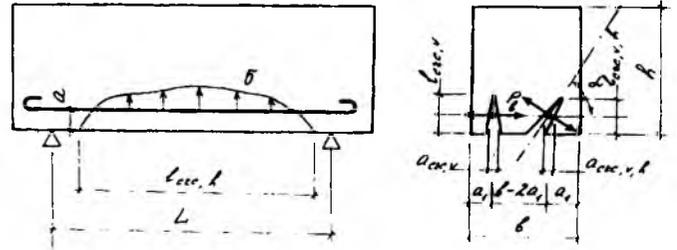
Решение базируется на механо-кинетической концепции, согласно которой разрушение — не мгновенный акт, а процесс, подготавливаемый во времени начиная с момента приложения нагрузки. Закономерности термоактивированной генерации мезо- и макротрещин связаны с разрушением и готовят его. Установление кинетической природы разрушения открывает принципиально новую возможность его временного прогнозирования, состоящую в оценке ресурса долговечности нагруженной конструкции в заданных условиях эксплуатации. Бетон характеризуется существенной нестабильностью структуры, поскольку основной характеристикой сопротивления его разрушению служит время его жизни (долговечность) в условиях заданной нагрузки, в течение которого идет делокализованное накопление объемной концентрации трещин до критической величины.

Расчет-прогноз несущей способности железобетонных элементов моста-метро основан на прогнозировании раскрытия, глубины и длины коррозионных трещин (см. рисунок). Их появление вызывает уменьшение геометрии поперечного сечения элемента, изменение сплошности и проч-

ности бетона, уменьшение сечения арматуры. Ширина раскрытия вертикальной трещины определяется из

$$\alpha_{\text{крс},h} = \frac{K_1^2 (1 - \nu^2) (l_{\text{крс}} - a)}{E_b R_{bt} l_{\text{крс}}}, \quad (1)$$

где K_1 — коэффициент интенсивности напряжений (величина, характеризующая напряженное состояние в вершине трещины); $l_{\text{крс}}$ — длина коррозионной трещины; ν — коэффициент Пуассона.



Коррозионные трещины в железобетонном элементе (на примере изгибаемого элемента)

Величина K_1 в случае внутренней трещины

$$K_1 = \frac{1,25 P_b}{4(b - a_1)^2 \sqrt{\pi l_{\text{крс},v}}}, \quad (2)$$

где $l_{\text{крс},v}$ — глубина трещины; P_b — сила, вызванная образованием продуктов коррозии.

Для трещины, выходящей на край образца,

$$K_1 = \frac{\sigma \pi^{3/2} h^2 \sqrt{l_{\text{крс},h}}}{8(h - a)^2 [1 - (l_{\text{крс},h} / L)^{1,1}]^{0,9}}, \quad (3)$$

где $\sigma = P_b / (\pi d l_{\text{крс},h})$; d — диаметр продольной арматуры; геометрические параметры в формулах (1)...(3) см. на рисунке.

Однако коррозионные трещины зачастую развиваются по траектории, наклонной к линии нормали по сложному сдвиго-отрывному механизму. Тогда коэффициент интенсивности напряжений (КИН) K (K_1 — отрыв, K_{II} — сдвиг) равен

$$K = \sqrt{K_1^2 + K_{II}^2}, \quad (4)$$

а величины K_1 и K_{II} определяются согласно [1]. Величина $\alpha_{\text{крс},v,h}$ определяется из зависимости

$$\alpha_{\text{крс},v,h} = \frac{K^2 (1 - \nu^2) (l_{\text{крс}} - a)}{E_b R_{bt} l_{\text{крс}}} + \frac{2\sigma}{\pi E_b} \int_{-l_{\text{крс}}}^{l_{\text{крс}}} \Gamma(l_{\text{крс}}, \xi) d\xi, \quad (5)$$

где ξ — текущая координата; $l_{\text{крс}} = l_{\text{крс},v,h}$.

Таблица 1

Железобетонные конструкции моста-метро	K_{Ic}^b , МПа м ^{1/2}	K_{IIc}^b , МПа м ^{1/2}	R, МПа	Глубина карбонизации	Содержание Cl ⁻ , %
<i>Стойки левобережной подходной эстакады</i>					
Е-1	0,38	4,35	24,2	0,015	0,30
И-1	0,39	4,63	26,8	0,017	0,30
А-2	0,38	4,33	24,1	0,002	0,12
Б-2	0,27	3,61	21,7	0,003	—
Ж-3	0,41	4,92	27,5	0,006	0,12
Л-2	0,26	3,52	20,8	0,012	0,26
<i>Ригели гаражной части</i>					
Блок РГ-2 по оси Л	0,44	5,32	29,6	0,002	1,70
Блок РГ-3 по оси Ж	0,42	4,99	29,0	0,018	1,21
<i>Стойки речного пролета</i>					
28н	0,62	6,82	38,0	0,035	0,16
28в	0,42	4,90	37,3	0,018	0,44

Примечание: в табл. 1 и 2 приведены данные для части из исследованных элементов моста-метро

Длина трещин определяется по критическим значениям коэффициентов интенсивности напряжений K_{Ic}^b и K_{IIc}^b согласно [2]. Величины этих коэффициентов являются интегральными характеристиками свойств бетона; их определяли по испытаниям образцов-цилиндров, которые особым образом готовили к испытаниям: выбуренные из железобетонных элементов моста-метро керны распиливали на цилиндры, на которые наносили инициирующие разрушение отрывом и сдвигом искусственные трещины. Величины K_{Ic}^b и K_{IIc}^b приведены в табл. 1. Там же указаны: прочность бетона R, определенная испытаниями на центральное сжатие цилиндров длиной 0,15 м из кернов или неразрушающими методами в ходе натурных исследований; результаты лабораторных испытаний бетона конструкций моста — глубина карбонизированного слоя и содержание хлор-иона в слое на уровне рабочей арматуры.

Расчет-прогноз остаточной несущей способности строился на основе прогноза изменения параметров трещиностойкости K_{Ic}^b и K_{IIc}^b во времени

$$K_{Ic}^b(t) = \frac{K_{Ic}^b}{\sqrt{1 + 2E_b(\tau)C(t, \tau)}} \quad (6)$$

и

$$K_{IIc}^b(t) = \frac{K_{IIc}^b}{\sqrt{1 + 2E_b(\tau)C(t, \tau)}}, \quad (7)$$

где $C(t, \tau)$ — мера ползучести бетона.

Величины $K_c^b(t)$ являются интегральными характеристиками действующего напряжения, состояния бетона и его долговечности. Значения K_c^b уменьшаются во времени, так как в бетоне происходят деструктивные процессы. Нарастание во времени прочности бетона не столь существенно влияет на долговечность конструкций, которую лимитирует его понижающаяся трещиностойкость. Действительно, несмотря на довольно значительное увеличение во времени прочностных характеристик бетона несущая способность железобетонных конструкций (длительная прочность бетона) уменьшается. Учет изменения этих величин во времени, а также изменения параметров трещин отрыва и сдвига (силовых и коррозионных), размеров поперечного сечения конструкций позволяют прогнозировать несущую способность железобетонных элементов во времени. При этом величины $l_{cr}(t)$ и $a_{cr}(t)$ определяли по формулам

$$l_{cr}(t) = l_{cr}(\tau)K_c(\tau) / K_c(t), \quad (8)$$

$$a_{cr}(t) = a_{cr}(\tau)(1 + E_b(\tau)C(t, \tau)). \quad (9)$$

Несущую способность сжатых стоек подходных и основных эстакад определяли по формуле

$$N_{max} = \frac{K_{IIc}^b(t)}{\pi^{5/2} \sqrt{l_{bg}}} [(bh - nl_{cr}(t)) \times \times (a + a_{cr}(t)) - \frac{\pi(d(t))^2}{4}] + K_{Ic}^{st}(d(t))^{3/2}, \quad (10)$$

где n — количество трещин, a — защитный слой; $d(t)$ — диаметр арматуры, определенный с учетом протекающих коррозионных процессов (карбонизации, периодического увлажнения, в том числе растворами солей); $l_{bg} = 1$ м.

Несущую способность изгибаемых элементов правобережной подходной эстакады определяли по двум условиям равновесия с учетом решения [3].

Результаты расчетов несущей способности железобетонных элементов моста-метро методами механики разрушения и ее прогноза на срок до 2037 г. приведены в табл. 2. Отметим, что при определении длины и ширины раскрытия трещин, остаточных размеров контрольного сечения конструкций использовались как данные натурных обследований, так и результаты лабораторных исследований. Последние включали анализ поровой структуры на установке, состоящей из проекционной оптической системы, телевизионной камеры, компьютера с интерфейсом сопряжения. Эти данные, а также диаграммы распределения пор по раз-

Таблица 2

Железобетонные конструкции моста-метро	Несущая способность, кН (м)		$K_{Ic}^b(t)$, МПа м ^{1/2}	$K_{IIc}^b(t)$, МПа м ^{1/2}	$l_{cr}(t)$, м	$a_{cr}(t)$, мм	$K_{Ic}^{st}(t)$, МПа м ^{1/2}	K_{IIc}^{st} , МПа м ^{1/2}	$R_b(t)$, МПа	Остаточная несущая способность, кН (м)
	проектная	фактическая								
<i>Стойки левобережной подходной эстакады</i>										
Е-1	4989,5	6468,3	0,33	3,92	1,83	1,72	20,09	22,0	28,0	5420,3
И-1	4695,0	6728,3	0,32	4,12	2,93	2,36	20,00	22,0	30,1	5301,0
А-2	6552,0	9247,1	0,33	3,78	0,23	0,20	21,97	22,0	28,6	8256,3
Б-2	6552,0	8394,4	0,24	3,22	0,95	0,44	21,97	22,0	25,8	7299,5
Ж-3	6552,0	9976,2	0,36	4,45	0,19	0,17	21,88	22,0	32,6	8828,5
Л-2	6552,0	7480,1	0,22	3,18	1,12	0,56	21,88	22,0	24,32	6678,7
<i>Ригели гаражной части</i>										
Блок РГ-2 по оси Л	2573,2	2110,2	0,39	4,51	7,64	0,93	23,94	28,0	35,21	1708,4
Блок РГ-3 по оси Ж	1973,0	1827,2	0,36	4,20	8,36	1,02	22,92	28,0	34,40	1094,3
<i>Стойки речного пролета</i>										
28н	16330,5	20762,3	0,50	5,44	5,92	3,26	19,63	22,0	39,20	15964,3
28в	24172,8	27326,0	0,37	4,07	8,43	4,12	19,63	22,0	29,41	24462,0

Примечание: $t = 40$ лет.

мерам позволили применить для прогноза долговечности бетона методику [4]. Величину $R_b(t)$ определяли по формуле Скрамтаева с поправкой на процессы карбонизации, протекающие в бетоне.

Анализ данных табл. 2 показывает, что все стойки левобережной подходной эстакады имеют максимальную несущую способность на 14,2...55% выше проектной. Через 40 лет прогнозируемая несущая способность этих стоек также будет превышать проектную на 2...35% даже с учетом значительного развития трещин в стойках Е-1 и И-1 (до двух и более метров в длину). Ригели гаражной части практически исчерпали свою несущую способность; при этом коррозионные процессы, протекающие в рабочей арматуре, сильно влияют на несущую способность элементов: сечение арматуры к 2037 г. уменьшится на 10...11% по сравнению с проектным, и несущая способность ригелей составит 55,5...66,4% проектной величины. Стойки речного пролета, несмотря на значительные повреждения и внешний "нетоварный" вид, имеют несущую способность выше проектной. Расчет-прогноз их несущей способности на 40 лет из условия статического действия нагрузок и постоянной интенсивности коррозии показал, что в 2037 г. несущая способность этих элементов окажется на уровне проектной.

Выводы

Расчет-прогноз несущей способности железобетонных стоек моста-метро в Лужниках от силовых и коррозионных

нагрузок выполнен по фактическим данным их состояния за 40 лет эксплуатации (кинетики карбонизации и диффузии хлоридов в зону арматуры, уменьшению ее сечения до 10% и соответственному сокращению размеров поперечного сечения стоек в результате отколов защитного слоя продуктами коррозии на всех стержнях арматуры).

Расчет показал, что все стойки моста, несмотря на использование хлористых солей при их изготовлении и тяжелые условия эксплуатации, имеют гарантированный срок долговечности — более 40 лет.

Библиографический список

1. Ковчик С.Е., Морозов Е.М. Характеристики кратковременной трещиностойкости материалов и методы их определения. — Киев: Наукова думка, 1988. — 436.
2. Пирадов К.А., Гузев Е.А. Подход к оценке напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов через параметры механики разрушения//Бетон и железобетон. — 1994. — № 5. — с. 19–23.
3. Гузев Е.А., Пирадов К.А. Расчет напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций с трещинами с применением параметров механики разрушения K_I и K_{II} //Материалы конференций и совещаний по гидротехнике "ПРЕДСО-93", С-Пб: АО ВНИИГ, 1994. — с. 7–15.
4. Пирадов К.А., Гузев Е.А. Модель процесса исчерпания ресурсов долговечности бетона при тепловлажностных и силовых воздействиях//Бетон и железобетон. — 1997. — № 6. — с. 20–23.

ООО ИТЦ "КОНТРОС"

предлагает
АРМ БЕТОН

Автоматизированное рабочее место сотрудника заводской лаборатории заводов
сборного и товарного бетона

Система АРМ БЕТОН выполняет следующие функции:

- ✓ подбор состава тяжелого и легкого бетонов с выдачей протокола расчета с методикой, формулами и промежуточными результатами;
- ✓ расчет оптимальной коррекции состава, минимизирующей вариацию прочности бетона;
- ✓ расчет норм расхода цемента для тяжелого и легкого бетонов для сборных изделий и монолитных конструкций;
- ✓ обработку результатов контроля качества: бетона, заполнителей, цемента;
- ✓ расчет и выдачу статистических карт контроля прочности бетона с выдачей графиков и результатов статанализа;
- ✓ ведение лабораторной документации по расчету норм, по расчету составов бетона, по контролю качества заполнителей, цемента, бетона;
- ✓ выдачу документов о качестве на материалы, бетон и изделия.

Система АРМ БЕТОН реализована на персональном IBM совместимом компьютере.

Как показывает опыт внедрения АРМ БЕТОН и обучения персонала лабораторий на заводах ЖБИ Москвы, Екатеринбурга, Брянска, Липецка, Новгорода, Вереи, Шарыпова, Ростова, Назарова, Ленинграда, Гатчины, Великих Лук (всего более чем на 60 предприятиях), освоение системы неподготовленными пользователями составляет 3–5 часов. Навыков программирования для работы с системой АРМ БЕТОН не требуется.

С сентября 1998 г. поставляется новая версия системы АРМ БЕТОН — "ФАЙНЛАБ" под Windows-95.

Контактные телефоны: (095) 539-36-03; 176-72-06
факс 972-43-67

М.М.ХОЛМЯНСКИЙ, д-р техн. наук, проф.

О процессе деформирования бетона и развития одиночных поперечных трещин или разрезов при внецентренном сжатии бетонных элементов*

В случае отрицательных e_0^* ($u > 1$) кривые семейства имеют максимумы при сравнительно малых $\varepsilon_1 / \bar{\varepsilon}$, много меньших чем $\varepsilon_1 / \bar{\varepsilon}$. Поэтому в этом случае величина P_* достигает максимума (P_*^{\max}) еще до появления трещины (или до начала развития начальной трещины или разреза). Поскольку в силу Особенности 2 в стадии II величина P_* в этом случае убывает, величина P_*^{\max} определяет несущую способность элемента. Зависимость P_*^{\max} от u для трех R_c показана на рис. 7. В ходе нагружения величины краевых деформаций растут. Пока $\varepsilon_1 < 2 \cdot 2,5 \cdot 10^{-4}$ величина P_* растет за счет увеличения D , при больших ε_1 начинается падение несущей способности.

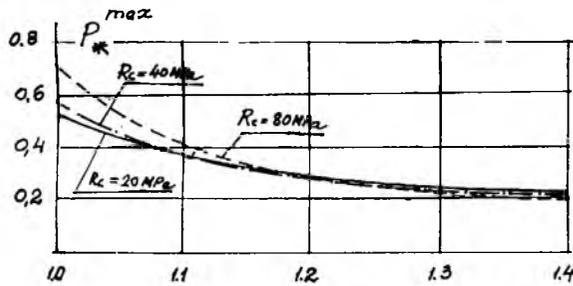


Рис. 7. Зависимости максимальных значений P_* от u при $u \geq 1$ для $R_c = 20, 40$ и 80 МПа

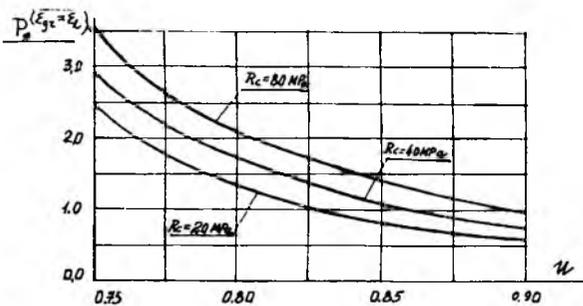


Рис. 8. Зависимости значений P_* при $\varepsilon_{gr} = \varepsilon_1$ от u при $0,75 < u < 0,90$ и $R_c = 20, 40$ и 80 МПа

При положительных e_0^* ($u < 1$) - максимумы P_* либо вовсе отсутствуют, либо могут появляться только при $u > \varepsilon_1$, т.е. не реализуются, и элемент вступает в стадию II при величине P_* , соответствующей $\varepsilon_1 = \varepsilon_1$. На рис. 8 зависимости P_* (при $\varepsilon_{gr} = \varepsilon_1$) от характеристики u показаны для трех R_c . Согласно Свойства 4 в стадии II величина P_* (при $\varepsilon = \varepsilon_1$) имеет промежуточное значение. При подсче-

тах, использованных для построения семейства, показанного на рис. 8, условно принято:

при $R_c = 20$ МПа; $V/D = 0,5$; $\varepsilon_1 / \bar{\varepsilon} = 3,0$; $\varepsilon_1 / \bar{\varepsilon} = 2,25$;

при $R_c = 40$ МПа; $V/D = 0,4$; $\varepsilon_1 / \bar{\varepsilon} = 2,3$; $\varepsilon_1 / \bar{\varepsilon} = 1,40$;

при $R_c = 80$ МПа; $V/D = 0,3$; $\varepsilon_1 / \bar{\varepsilon} = 1,7$; $\varepsilon_1 / \bar{\varepsilon} = 1,18$.

На рис. 9 показано семейство кривых зависимости P_* от l/h при четырех величинах e_0^* / h для случая $R_c = 20$ МПа. Можно отметить:

- с увеличением длины трещины сопротивление растет прогрессивно;

- при определенной величине l/h равновесное состояние становится неустойчивым.

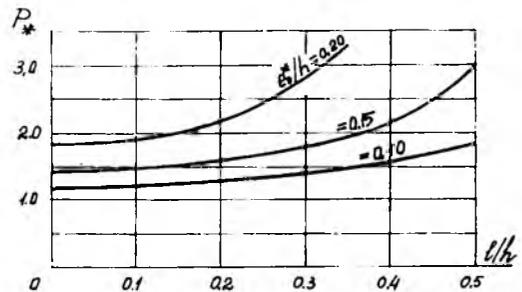


Рис. 9. Зависимости P_* от l/h при $0,75 < u < 0,90$ для $R_c = 20$ МПа в стадии II процесса внецентренного сжатия при $e_0^* = 0; 0,1; 0,15$ и $0,20$

3. Стадия II развития поперечной трещины или разреза

Достаточно рассмотреть случай $e_0^* > 0$ ($u < 1$) при котором развитие трещины или разреза сопровождается ростом сопротивления. При определении расчетной нагрузки главной переменной, вместо $\varepsilon_1 / \bar{\varepsilon}$ становится отношение l/h . Увеличение числа неизвестных компенсируется появлением условия развития трещины (разреза):

$$\frac{\varepsilon_{gr}}{\bar{\varepsilon}} = \frac{\varepsilon_1}{\bar{\varepsilon}} = \frac{\varepsilon_1}{\bar{\varepsilon}} + \eta \left(\frac{\varepsilon_1}{\bar{\varepsilon}} - \frac{\varepsilon_m}{\bar{\varepsilon}} \right) \quad (8)$$

$$\text{Откуда } \frac{\varepsilon_1}{\bar{\varepsilon}} (1 + \eta) = \frac{\varepsilon_1 + \eta \varepsilon_m}{\bar{\varepsilon}} ; \frac{\varepsilon_1}{\bar{\varepsilon}} = \frac{\varepsilon_1 / \bar{\varepsilon} + \eta \varepsilon_m / \bar{\varepsilon}}{1 + \eta}$$

Для получения зависимости $P_* - l/h$ вновь используются уравнения (6) и (7) с учетом (8). Уравнение (6) принимает вид:

$$P_* = (1 - \xi) \left[3\beta\lambda \left(\frac{\xi}{1 - \xi} \right)^2 \left(1 - \beta \frac{\xi}{1 - \xi} \right) - C \right], \quad (9)$$

где обозначено:

$$\beta = \frac{1}{3} \frac{\varepsilon_1 / \bar{\varepsilon}}{\varepsilon_{cr} / \bar{\varepsilon}} ; \lambda = \frac{2\sigma_{max}}{\bar{\varepsilon}}$$

$$C = (\varepsilon_1 / \bar{\varepsilon} + \eta \varepsilon_m / \bar{\varepsilon}) \times \left[L(\varepsilon_{gr} / \bar{\varepsilon}) - L(0) + \eta \left(L(\varepsilon_m / \bar{\varepsilon}) - L(0) \right) \right]$$

* Окончание. Начало см. в предыдущем номере.

Уравнение (7) преобразуется к виду:

$$P_{0u} = 3\beta\lambda \frac{\xi^2}{1-\xi} \left[\xi \left(\frac{2}{3} - \frac{3\beta}{4} \frac{\xi}{1-\xi} \right) + (1-\xi) \left(1 - \frac{\beta\xi}{1-\xi} \right) \right] - c_1(1-\xi)^2, \quad (10)$$

где:

$$c_1 = \frac{1}{\varepsilon_l / \bar{\varepsilon} + \eta \varepsilon_* / \bar{\varepsilon}} \times \left\{ (1+\eta) \left[L(\varepsilon_* / \bar{\varepsilon}) - L(0) \right] - \frac{2}{3} \frac{K(\varepsilon_* / \bar{\varepsilon}) - K(0)}{\left(\frac{\varepsilon_l / \bar{\varepsilon} + \eta \varepsilon_* / \bar{\varepsilon}}{1+\eta} \right)^2} + \frac{\varepsilon_l / \bar{\varepsilon} - \varepsilon_* / \bar{\varepsilon}}{\varepsilon_l / \bar{\varepsilon} + \eta \varepsilon_* / \bar{\varepsilon}} \times \left[\frac{\varepsilon_l}{\bar{\varepsilon}} \left(L(\varepsilon_l / \bar{\varepsilon}) - L(\varepsilon_* / \bar{\varepsilon}) \right) - \frac{2}{3} \left(K(\varepsilon_l / \bar{\varepsilon}) - K(\varepsilon_* / \bar{\varepsilon}) \right) \right] \right\}$$

Стадия развития поперечной трещины (разреза) естественным образом завершается, когда исчерпывается сопротивление бетона растянутой зоны, или еще до этого — в результате расслоения элемента, подготовленного развитием продольных трещин.

А. Исчерпание несущей способности растянутой зоны.

Развитие поперечной трещины ведет к постепенному сокращению высоты растянутой зоны и уменьшению u . Равновесное состояние становится неустойчивым. Концом стадии можно считать состояние, когда приложенная сила уравновешивается сжатым бетоном. Естественно, что это возможно не при всяких ε_0^* и, значит, u . Общий случай трапециевидной эпюры деформаций выделен в самостоятельную стадию III. К стадии II отнесен предельный для нее случай треугольной эпюры деформаций сжатия, при которой для равновесия необходимо:

$$D = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cr}} \left(1 - \frac{1}{3} \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cr}} \right);$$

$$\delta(h-l)\sigma_{\max} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cr}} \left(2 - \frac{1}{3} \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cr}} \right)$$

$$M_0[D] = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cr}} \left(3 - \frac{1}{4} \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cr}} \right)$$

$$\delta(h-l)^2\sigma_{\max} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cr}} \left(3 - \frac{1}{4} \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cr}} \right)$$

Из этих соотношений следует условие коллинеарности сил P и D :

$$u = \frac{2/3 - 1/4 \cdot \varepsilon_c / \varepsilon_{cr}}{1 - 1/3 \cdot \varepsilon_c / \varepsilon_{cr}}$$

Переходя к номинальным напряжениям, будем иметь:

$$\frac{\sigma_N}{\sigma_{\max}} = \frac{12u - 8}{4u - 3} \left(1 - \frac{1}{3} \frac{12u - 8}{4u - 3} \right) \quad (11)$$

Несущая способность однозначно определяется величиной u . График зависимости σ_N / σ_{\max} от u показан на рис. 10.

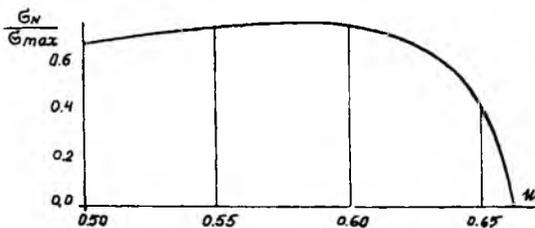


Рис. 10. Зависимость σ_N / σ_{\max} от u после исчерпания сопротивления бетона растяжению и при треугольной эпюре деформаций сжатия

При рассмотрении стадии I можно было убедиться, что когда u меньше примерно $3/4$, равновесное состояние становится неустойчивым. Из рис. 10 видно, что при $u < 2/3$ равновесие при треугольной эпюре деформаций сжатия вообще невозможно. Поскольку при $u=1/2$ имеет место центральное сжатие, равновесие при треугольной эпюре деформаций сжатия возможно только в узких пределах изменения u от $1/2$ до $2/3$, причем только при выполнении условия (11).

Б. Появление продольных трещин (ветвление поперечной трещины)

Можно представить себе две возможные причины появления продольных трещин: а) в результате того, что развитие поперечной трещины приводит к появлению поперечных растягивающих напряжений в области вершины этой трещины, вызывающих ветвление трещины; б) продольные трещины возникают независимо от развития поперечной трещины под действием поперечных растягивающих напряжений, всегда сопровождающих внецентренное сжатие. Когда поперечная трещина достигает продольной, это ошибочно воспринимается как ветвление.

С нашей точки зрения, несравненно более вероятным представляется второй вариант. Это подтверждают оценки величины поперечных растягивающих напряжений при внецентричном сжатии и особенности их распределения, которые были изучены И. Гийоном [13]. На рис. 11 показаны значения коэффициента k в выражении для поперечных растягивающих напряжений:

$$\sigma_y = kP / \delta(h-l).$$

Если $k > 0,4$, появление трещин реально. Из рис. 11, на котором показаны только k , превосходящие 0,4, можно заключить:

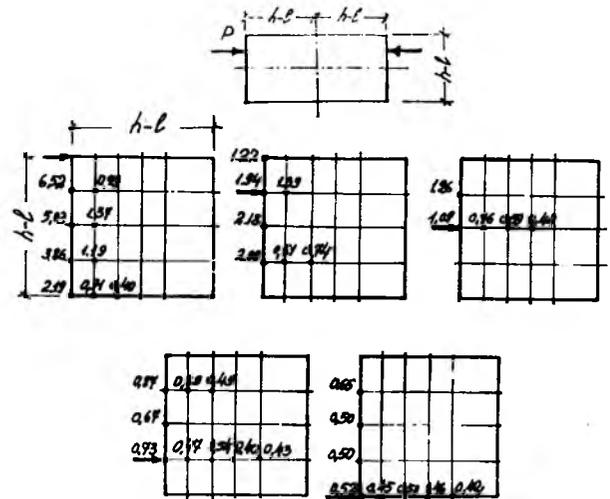


Рис. 11. Значения k , превышающие 0,4 в формуле $\sigma_y = kP / \delta(h-l)$

- с приближением ε_0^* к $h/2$ опасность появления сплошной продольной трещины возрастает;
- разрывы или сплошные трещины могут возникать как в стадии I, так и в стадии II;
- развитие поперечной трещины может приводить к напряженному состоянию, при котором поперечные растягивающие напряжения больше.

Определение нагрузки, опасной с точки зрения возможности расслоения, в каждом частном случае подлежит расчету.

Пример. Определить влияние развития поперечной трещины на σ_y при $\varepsilon_0^* = 0,15$; $R_c = 40$ МПа ($R_{bt} = 2,5$ МПа, $E\bar{\varepsilon} = 5,1$ МПа).

а) Стадия I ($l=0$); $u=0,85$. Величина P в этой стадии достигает 1,25. Соответственно $\sigma_y = 0,625 k E\bar{\varepsilon}$. Напряжения близки к σ_{br} и, значит, опасны, только при $k > 0,78$.

б) Стадия II при $l/h=0,1$. Величина P_* может достигать 1,30. Опасность расслоения появляется уже при $k>0,75$.

в) Стадия II при $l/h=0,2$. $u=0,77$; опасность возникает уже при $u>0,456$.

Таким образом, в условиях примера опасность расслоения при развитии поперечной трещины существенно возрастает. При ольшей величине e_0^* параметр e_0^* уменьшается, а опасность расслоения возрастает.

4. Стадия III внецентренного сжатия при отсутствии деформаций растяжения и трапециевидной эпюре деформаций сжатия

Обозначим через ε_2 деформации на уровне верха трещины, через a — крайние деформации. Отношение $\varepsilon_2/a=v$ будем считать меньшим единицы. Уравнение проекций имеет вид:

$$\frac{\sigma_N}{\sigma_{\max}} = \alpha(1+v) - \frac{\alpha^2}{3}(1+v+v^2); \alpha = \varepsilon_1 / \tilde{\varepsilon} \quad (12)$$

Уравнение моментов относительно вершины трещины

$$\frac{\sigma_N}{\sigma_{\max}} u = \frac{1+v}{1-v} \left[\left(v + \frac{2}{\alpha} \right) \frac{\alpha^2(1+v+v^2)}{1+v} - \alpha v - \frac{1}{4} \alpha^2(1+v) \right] \quad (13)$$

Исключая из этих уравнений σ_N/σ_{\max} , получим

$$u = \alpha \frac{(1+v)}{(1-v)} \left[\frac{v+2/\alpha}{3(1+v)} (1+v+v^2) - \frac{v}{\alpha} - \frac{1+v^2}{4} \right]; \quad (14)$$

$$:(1+v) - \frac{\alpha}{3}(1+v+v^2)$$

При данной величине v можно σ_N/σ_{\max} от u . Для этого задавая u , из (14) находим α , затем из (12) величину σ_N/σ_{\max} . Результатом будет семейство кривых зависимости σ_N/σ_{\max} при $v=\text{const}$. Оно изображено на рис. 12. Пунктиром показана огибающая кривых семейства. В пределах $0,5 < u < 0,667$ она определяет несущую способность элемента при данных l и e_0^* .

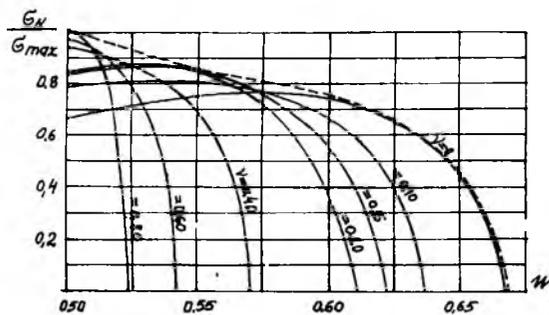


Рис. 12. Зависимость σ_N/σ_{\max} в стадии III процесса внецентренного сжатия

5. Заключение

Рассмотрен многостадийный процесс деформаций и развития одиночной поперечной трещины в коротком бетонном элементе. В общем случае, когда в начале нагружения трещины нет, следует различать три стадии работы элемента: стадия I — до появления трещины, стадия II — развития трещины до исчерпания несущей способности растянутой зоны или до появления “ветвления”, которое может приводить к расслоению бетонного элемента, и стадия III — когда поперечное сечение элемента находится в условиях неоднородного сжатия.

В качестве главных характеристик состояния внецентренно сжимаемого элемента использованы: расстояние e_0^* от линии действия силы до ближайшего края сечения и “характеристика внецентренного сжатия” — u , равная расстоянию от линии действия приложенной силы до верха трещины. Принципиально различаются: случай отрицательных e_0^* (направленных во вне сечения), при которых $u \geq 1$, и — положительных e_0^* с u от 0,5 до $u=1$. Значение $u=0,5$

соответствует осевому сжатию. При отрицательных e_0^* исчерпание несущей способности наступает уже в стадии I, в которой она имеет максимум; развитие трещины приводит к падению сопротивления.

При положительных e_0^* развитие трещины ведет к уменьшению u и возрастанию несущей способности. Выделена стадия II развития трещины, вплоть до полного исчерпания несущей способности растянутой зоны. Сопротивление возрастает, однако возрастание может прекратиться из-за “ветвления” трещины, вызванного пересечением поперечной трещины с одной из продольных трещин, возникающих при внецентренном сжатии от действия поперечных растягивающих напряжений. Если ветвления не происходит, стадия завершается при $u=2/3$, когда эпюра деформаций сжатия имеет форму треугольника или, минуя это состояние, — форму трапеции.

С появлением деформаций сжатия на уровне верха трещины начинается завершающая стадия III. Сопротивление может еще возрастать вплоть до перехода от неоднородного сжатия к однородному.

В статье использовано представление о локальности сопротивления бетона при растяжении и сжатии, которое соответствует предположению о псевдозернистой структуре бетона. Применено аналитическое выражение для распределения деформаций растяжения по высоте растянутой зоны, полученное ранее. При определении растягивающих напряжений использован многократно проверенный алгоритм статистического расчета. Диаграмма сжатия бетона задана в простейшей форме, удовлетворительно соответствующей опытным данным.

Влияние структурного масштабного фактора учтено с помощью общей масштабной зависимости, характерной чередованием областей хрупкости и “отрывности” (псевдопластичности). Оценки сопротивлений для всех трех стадий получены для “правой” области отрывности.

Библиографический список

1. Sturman G.M. e.a. Effect of flexural strain gradient on microcracking and stress-strain behaviour of concrete // ACI Journal. - 1965. - V.62, No. 8. - P.805-822.
2. Clark L.E. Effect of strain gradient on the stress-strain curve of mortar and concrete. // ACI Journal. - 1967. - v.64, No. 9. - P.580-586.
3. Коган Е.А., Шабаева Н.Е. О влиянии различных технологических и методических факторов на характер полной диаграммы сжатия бетона // Сборник научных трудов ВНИИЖелезобетона. - Москва, 1984. - С.151-15.
4. Холмянский М.М. и др. Расчет сталефибробетонных элементов на чистый изгиб. // Бетон и железобетон. - 1991 - №3 - С.22-23.
5. Алиев Ш.А., Коган Е.А., Холмянский М.М. Прочность бетона как статистически неоднородного несплошного материала. - Баку, 1989. 176 с.
6. Carpinteri A. e.a. Multifractal scaling law: an extensive application to nominal strength size effect of concrete structures // Politecnico di Torino. Dipartimento di ingegneria strutturale. - 1995. - No. 51 - P.145.
7. Kholmiansky M., Kogan E., Kovler K. On the hardness determination of fine grained concrete // Materials and Structures - 1994. V.3. - P.22-23.
8. Холмянский М.М. К масштабной зависимости прочности бетона при растяжении // Известия вузов. Строительство. - 1996. - №12. - С. 3-8.
9. Phillips D., Bunsheng Z. Direct tension tests on notched and unnotched plain concrete specimens // Materials and concrete research. - 1993. - V.45, No.162.
10. Marzouk H., Chen Z. Fracture energy and tension properties of high-strength concrete // Journals of materials in civil engineering. - 1995. - V.7, No.2.
11. Phipps M.E. The strain capacity of compression zone concrete subjected to short-term loading // Magazine of concrete research. - 1976. - V.28, N.95. - P.85-100.
12. Ягуст В.И. Сопротивление развитию трещин в бетонных конструкциях с учетом влияния макроструктуры материала: Автореф. дисс. ... канд. техн. наук. - Москва, 1982. - 24 с.
13. Гийон И. Предварительно напряженный бетон. - Москва: Стройиздат, 1959. 702 с.
14. Bažant Z.P., Pfeiffer P.A. Determination of fracture energy from size effect and brittleness number // ACI Materials Journal. - 1987. - Nov-Dec. - P.463-480.
15. Bažant Z.P., Know Y.W. Size effect in strength of reinforced concrete columns // Fracture Mechanics of Concrete Structures. Proc. of 1st FRAMCOS. - Breckenridge, 1992. - P.556-560.

Д.И.ГЛАДКОВ, Л.А.СУЛЕЙМАНОВА (БелГТАСМ)

К испытанию бетона на морозостойкость

В настоящее время морозостойкость бетона с плотной структурой оценивается по ГОСТ 10060-87. На наш взгляд, ему присущи следующие недостатки:

испытанию подвергаются стандартные кубы, а не призмы, хотя основной характеристикой бетона является призмная прочность, которая наиболее достоверно характеризует прочность бетона в конструкциях. Кроме того, на морозостойкость бетона оказывают влияние форма и размер образцов, что не учитывается гостовской методикой;

для оценки прочности испытываются разные серии кубов, а потому на точность оценки морозостойкости оказывает влияние неоднородность бетона по прочности и тем в большей степени, чем менее однороден материал;

испытываются ненагруженные образцы, в то время как в реальных условиях воздействию отрицательных температур подвергаются в большинстве случаев нагруженные конструкции, а нагрузка влияет на морозостойкость бетона;

при испытании по методике ГОСТа не представляется возможным тщательно проследить за процессом разрушения структуры бетона при его замораживании и оттаивании и надежно оценивать потенциальные возможности материала; в частности, не всегда можно установить конкретно его марку по морозостойкости. Например, если ожидаемая марка бетона по морозостойкости F200, то в соответствии с ГОСТ 10060-87 одну серию основных кубов необходимо испытать через 150, а другую через 200 циклов воздействия мороза. Но в этом случае возможны следующие варианты: после 150 и 200 циклов испытаний прочность бетона совсем не уменьшилась или же после 150 циклов снизилась весьма значительно, например на 40%. Какова же в этих случаях марка бетона по морозостойкости? Ответить на этот вопрос конкретно затруднительно. Методика ГОСТа не

позволяет ответить и на вопрос, через какое количество циклов замораживания и оттаивания следует испытывать основные образцы, если предполагаемая марка бетона по морозостойкости неизвестна;

основным критерием оценки морозостойкости является только прочность бетона на сжатие, хотя это не лучший показатель. При проведении долговременных и трудоемких испытаний бетона на морозостойкость целесообразно получать максимум объективной информации об изменении состояния материала в таких условиях, а не только данные о его прочности на сжатие.

Аналогичные вопросы, связанные с совершенствованием методики испытания бетона на морозостойкость, рассматривались в работах [1, 2].

Нами предлагается методика испытания бетона на морозостойкость, в основу которой положен энергетический подход к оценке потенциальных возможностей материала. По сути дела, испытание бетона на морозостойкость — это определение степени снижения его потенциальных возможностей с увеличением количества циклов попеременного замораживания и оттаивания. Для разрушения любого бетонного образца до воздействия на него отрицательных температур необходима соответствующая работа. Если же на образец будет воздействовать еще и мороз, то часть работы по разрушению бетона будет совершаться морозом, а остальная часть — внешней нагрузкой. Но общее количество работы, необходимое для разрушения образца из неупрочняющегося бетона конкретного вида и состава при данном характере силового воздействия (в частности, при сжатии), остается практически постоянной величиной, что подтверждает анализ экспериментальных данных В.М.Москвина [3] и других ученых.

Фактором, который может достоверно свидетельствовать о разрушении материала при воздействии мороза, может служить его деформативность под нагрузкой, которая повышается с увеличением количества циклов замораживания и оттаивания. По возрастанию деформации бетонных образцов с увеличением количества циклов замораживания и оттаивания, например, при нагрузке $0,4...0,6 R_{np}$, можно судить о степени разрушения материала, а также о его морозостойкости.

Нами предлагается испытывать по режиму ГОСТ 10060-87 бетонные призмы с замером их деформаций при нагрузке $0,4...0,6 R_{np}$, что позволит почти полностью исключить указанные выше недостатки гостовской методики. Для этих целей надо изготавливать 6 бетонных призм. Перед испытанием морозом две призмы, насыщенные водой или раствором соли, испытывают на сжатие со снятием диаграммы $R-\varepsilon$ для определения величины работы A_p , необходимой для разрушения данного бетона единичного объема

$$A_p = \eta R_{np} \cdot \varepsilon_p, \quad (1)$$

где R_{np} — призмная прочность бетона при стандартном испытании; ε_p — относительная полная разрушающая деформация образца, которую он претерпевает при R_{np} ; η — коэффициент, характеризующий отношение площади под диаграммой “нагрузка–деформация” к площади прямоугольника со стороны R_{np} и ε_p . Для удобства в расчетах η принимается равным единице, что не сказывается заметно на конечных результатах при определении относительных величин прочности.

По режиму ГОСТ 10060-87 на морозостойкость испытывают только две призмы, которые перед началом испытаний насыщают водой или раствором соли, загружают нагрузкой $0,4...0,6 R_{np}$ с замером их деформации, например с помощью индикаторов часового типа. После реализации установленного стандартом числа циклов замораживания и оттаивания призм снова замеряют их деформации при указанной

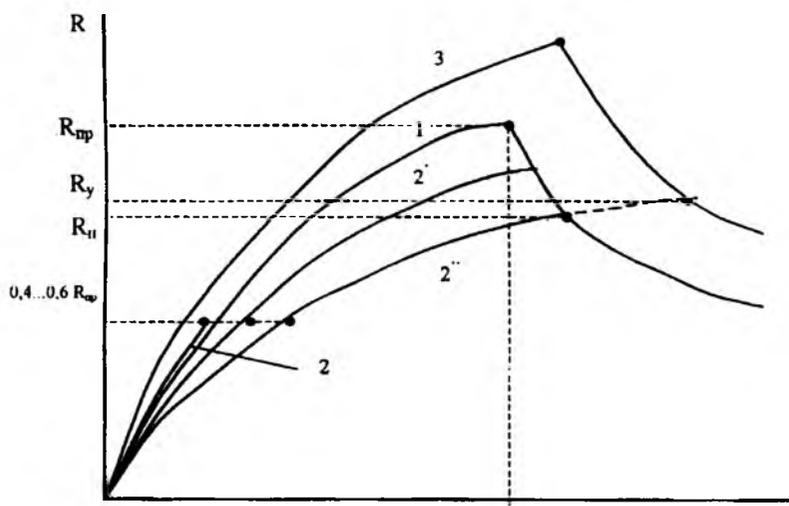


Рис. 1. Диаграмма $R - \varepsilon$

1 — контрольные призмы; 2 — основные призмы перед испытанием; 2' и 2'' — основные призмы после реализации требуемого числа циклов замораживания и оттаивания; 3 — контрольные упрочнившиеся призмы в конце испытаний

выше нагрузке. Эти деформации будут больше первоначальных, если бетон разрушается под воздействием мороза. При этом чем ниже морозостойкость бетона, тем при прочих равных условиях будут больше его деформации. Все это графически отражается на диаграмме $R - \varepsilon$ (рис. 1), с помощью которой можно установить изменение предельных разрушающих деформаций бетонных призм с увеличением продолжительности испытаний.

Зависимость $R - \varepsilon$ с достаточной для практики точностью приближения можно описать уравнением

$$R = k \varepsilon^n, \quad (2)$$

где k и n — опытные коэффициенты.

Имея две точки, расположенные на опытной кривой, всегда можно определить конкретные значения k и n . Принимая, что характер кривых не меняется, т.е. $n = \text{const}$, в дальнейшем представляется возможным при наличии на кривой только одной опытной точки определить величину k и таким образом построить множество кривых одного характера, наклоненных к оси абсцисс под разными углами. При максимальной прочности призм $R_{нр}$ их деформации достигают предельного значения, которое можно рассчитать по выражению (1). Оно и определяет закономерности изменения предельных разрушающих деформаций неуп-

рочняющихся призм при воздействии на них нагрузки и неблагоприятной внешней среды, в частности мороза. В результате решения системы уравнений

$$\begin{cases} R = k \varepsilon^n \\ R = A_p / \varepsilon \end{cases}$$

определяется расчетное значение прочности и разрушающей деформации бетона после определенного числа циклов его замораживания и оттаивания. Как только расчетная прочность испытываемых призм снижается на 15...20% по сравнению с первоначальной, их доводят до разрушения с целью проверки правильности и надежности получаемых результатов.

Конечный результат зависит от соотношения скоростей протекания процессов упрочнения и разрушения бетона. При очень жестком режиме испытаний бетона, да еще и большого возраста, превалирует разрушительный процесс, и упрочнение практически не сказывается на конечных результатах. При сравнительно мягком режиме испытаний бетона, к тому же раннего возраста, да еще, например, и с противоморозными добавками упрочнение материала может значительно повлиять на конечные результаты, что и учитывает предлагаемая методика. В этом случае наряду с основными испытывают до разрушения и две контрольные призмы с построением зави-

симости и определением величины работы A_{py} , которая необходима для разрушения уже упрочнившегося за время испытаний бетона. Далее по вышеизложенной методике, но с учетом нового значения A_{py} определяется расчетная прочность основных образцов с учетом их упрочнения. Естественно, что конечная прочность неупрочняющегося бетона R_n будет ниже, чем упрочняющегося R_y (см. рис. 1).

При оценке морозостойкости бетона и установлении его марки обязательно следует учитывать его однородность, потому что, например, при коэффициенте вариации прочности 13,5% и обеспеченности результатов 95% по теории вероятности возможно уменьшение прочности бетона на 22% от среднего значения из-за его неоднородности, а при коэффициенте однородности 5% — на 8% и т.д. А это значит, что снижение прочности бетона на 22% при коэффициенте однородности 13,5% и на 8% при коэффициенте однородности 5% может быть зафиксировано по причине неоднородности бетона, а не из-за воздействия мороза на образцы. Средняя кубиковая прочность бетона на сжатие при любой его однородности и обеспеченности результатов 95% должна всегда выдерживаться на уровне, чтобы строго обеспечивался класс бетона. А следовательно, при испытании на морозостойкость минимально возможная прочность бетона должна быть также не ниже его класса при числе циклов попеременного замораживания и оттаивания, равном марке бетона по морозостойкости. Например, если бетон класса В30 имеет марку по морозостойкости F200, то после 200-кратного замораживания и оттаивания по методике ГОСТа прочность испытываемых образцов должна быть не менее 30 МПа. Естественно, что при испытании призм должен учитываться коэффициент призмной прочности бетона.

По предлагаемой методике обрабатывались экспериментальные данные, приведенные в работе [3] (рис. 2). Прослеживалось влияние низких отрицательных температур (до -65°C) на изменение относительных деформаций бетона при постоянной нагрузке 0,6 $R_{нр}$. При такой нагрузке деформации призм определялись перед их испытанием, а также после 10 и 30 циклов за-

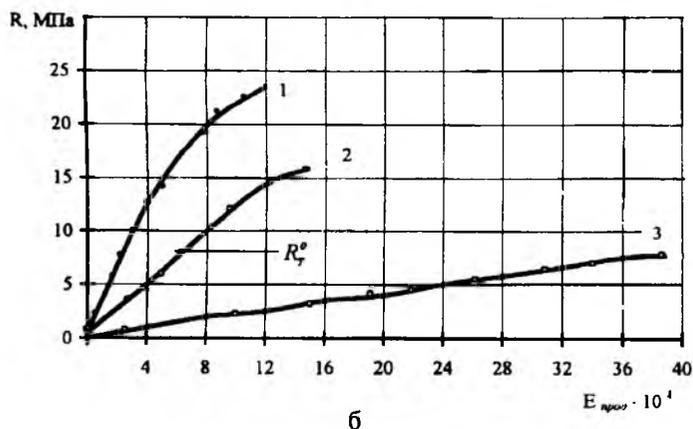
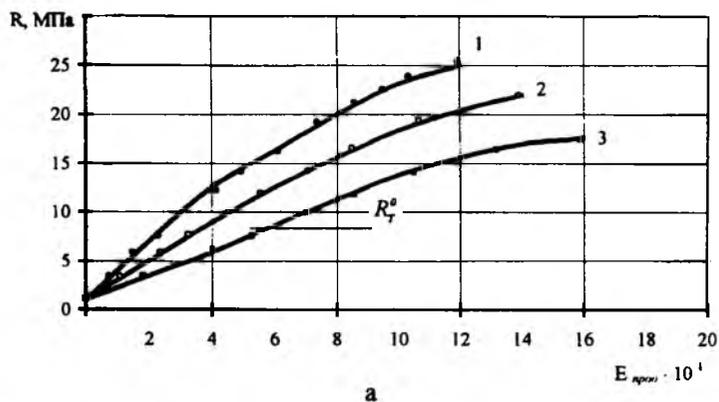


Рис. 2. Зависимость линейных деформаций от напряжения сжатия в бетоне с В/Ц = 0,4

а — $W = 4,05\%$; б — $W = 4,9\%$;

1 — бетон контрольных образцов; 2 — то же, подвергнутый 10 циклам замораживания — оттаивания; 3 — то же, подвергнутый 30 циклам замораживания — оттаивания

мораживания и оттаивания. Для бетона с В/Ц = 0,4 и влажностью 4,05% удельная работа по разрушению бетона, рассчитанная по выражению (1), равна $0,031 \text{ Дж/см}^3$. После 10 циклов замораживания до -65°C и оттаивания бетон претерпевал относительную разрушающую деформацию, установленную по предлагаемой методике, равную $14 \cdot 10^{-4}$. В этом случае его прочность, рассчитанная по формуле (2), равна 22, а фактическая 21,5 МПа, т.е. разница небольшая. После 30 циклов замораживания и оттаивания относительная разрушающая деформация равна $16 \cdot 10^{-4}$, расчетная прочность 19, а фактическая 18 МПа.

Аналогичная картина наблюдается и для бетона с влажностью 4,9%.

Поскольку продолжительность испытаний призм небольшая (10 и 30 циклов), то упрочнение бетона не оказало заметного влияния на конечные результаты.

Основываясь на данных об изменении прочности бетона с увеличени-

ем числа циклов замораживания и оттаивания, можно определить его марку по морозостойкости. Для рассматриваемого бетона эта марка, установленная по предлагаемой методике и с учетом требований ГОСТ 10060, равна F150.

В работе [4] достаточно подробно рассмотрено большое количество предложенных методов испытания бетонов на морозостойкость. Анализ показывает, что рекомендуемые во всех методиках режимы испытаний далеки от того, как воздействуют отрицательные температуры на бетон в реальных условиях в различных регионах страны. Все режимы являются условными и позволяют определять только сравнительную морозостойкость бетона. Поэтому с целью снижения продолжительности испытаний, на наш взгляд, целесообразно использовать жесткий режим замораживания (например, до -55°C) и оттаивания (при $+18^\circ\text{C}$), предусмотренный ГОСТ 10060 (3 метод). Это позволяет буквально в течение нескольких

дней определять стандартную морозостойкость бетона.

Требуемая морозостойкость бетона должна обеспечиваться на стадии проектирования его состава. При необходимости для особо ответственных конструкций представляется возможным оценивать степень влияния мороза и в целом окружающей среды на бетон с помощью предлагаемой методики. Для этого вместе с изготовлением конструкции следует формировать бетонные призмы в указанном выше количестве. Основные призмы должны находиться в течение всего срока эксплуатации в таких же условиях, в каких работает конструкция. В дальнейшем следует периодически определять деформации основных призм под нагрузкой и оценивать изменение потенциальных возможностей бетона по вышеизложенной методике.

При испытании на морозостойкость по предлагаемой методике нам поступает информация о том, как меняются призмная прочность, модуль упругости и деформации бетона при воздействии на одни и те же призмы попеременного замораживания, оттаивания и нагрузки в течение всего периода испытаний. Это позволяет наиболее полно оценивать поведение бетона в таких условиях, повышает достоверность испытаний и надежность результатов.

Предлагаемая научно обоснованная методика испытания бетона на морозостойкость, основанная на энергетическом подходе к оценке потенциальных возможностей материала с учетом его однородности, исключает вышеуказанные недостатки гостовской методики, повышает информативность испытаний, объективность и достоверность результатов.

Библиографический список

1. Подвальный А.М. Об испытании бетона на морозостойкость // Бетон и железобетон. — № 4. — 1996. — 26–29 с.; № 5. — 1996. — 27–29 с.
2. Сизов В.П. О методах испытания морозостойкости бетона // Бетон и железобетон. — № 1. — 1997. — 24–26 с.
3. Москвин В.М., Капкин М.М., Савицкий А.Н., Ярмаковский В.Н. Бетон для строительства в суровых климатических условиях. — Л.: Стройиздат, 1973, — 172 с.
4. Шейкин А.Е., Добшиц Л.М. Цементные бетоны высокой морозостойкости. — Л.: Стройиздат, 1989, — 128 с.

Материал современности: плюсы и минусы

В уходящем в историю двадцатом веке человечество пережило весьма бурный этап своего развития, сопровождавшийся многочисленными войнами, революциями, разрушениями, ростом народонаселения, огромными объемами строительства, достижениями во всех сферах народного хозяйства, науки и культуры.

Применительно к бетону уходящий век оказался весьма щедрым, сделав его одним из самых популярных материалов и своего рода символом эпохи: конструкции из стекла и бетона стали наиболее массовыми памятниками нашего времени во всех уголках планеты. И в будущем столетии, по прогнозам, бетону уготована роль наиболее массового строительного материала, формирующего зрительный образ среды нашего обитания.

А каково отношение людей к бетону? Нравится он или его только терпят?

Вопросы эти не праздные. И ответы на них для разных групп населения и профессионалов весьма неоднородные. Опросов и исследований такого рода в России пока не проводили, а многочисленные опросы в некоторых европейских странах выявили в целом неблагоприятное отношение обывателей к материалу.

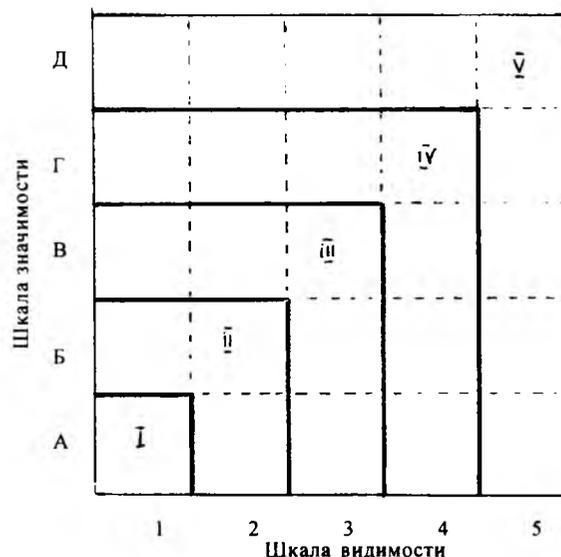
Среди причин специалисты называют невысокие долговечность и качество бетонных поверхностей, однообразную цветовую гамму, отсутствие зрительной легкости сооружений, прямолинейность архитектурных решений, а также намеренное формирование средствами массовой информации негативного образа этого материала. В России к перечисленным обстоятельствам добавляются ассоциации, связанные с безликими зданиями, возникшими вследствие борьбы с "архитектурными излишествами". Эта борьба, к сожалению, привела не только к потере выразительности этих зданий и сооружений, но и к частичной потере вкуса и интереса к материалу у самих архитекторов.

Есть сооружения, где бетон по своей природе наилучшим образом отвечает конструктивным требованиям: дымовые трубы, градирни, силовы, высокие опоры и большепролетные строения мостов, здания ТЭЦ, фундаменты, подпорные стенки, дамбы, плотины и т.п. Эти сооружения в большинстве своем новы по своей инженерной сути, здесь нет пока устоявшихся образов, и применение бетона в них достаточно эстетично, если только архитектурный проект, качество выполненных работ и гармония с окружающей средой найдутся на должном уровне.

Но применение бетона в жилых и общественных зданиях связано со многими факторами историко-социального характера. Так, например, в Западной Европе сложился определенный тип зданий, в основном из каменной кладки. Для того, чтобы комфортно находиться в данной среде, бетон, как это и было задумано при его создании, должен повторять или имитировать камень. Этим и вызвано, по-моему, успешное широкое применение мелкоштучных бетонных камней с разной фасадной поверхностью.

Нашедшие в последнее время применение крупноразмерные бетонные конструкции с открытой рельефной поверхностью иногда удачно, а в большинстве случаев не совсем удачно вписываются в общий фон городской застройки, хотя, с экономической точки зрения, такие конструкции безусловно целесообразны. Современные архитекторы часто используют бетон в качестве несущего каркаса, а его фасадную поверхность закрывают более привлекательными декоративными материалами: мрамором, гранитом и т.п. Пример — воссозданный недавно храм Христа Спасителя. Решение хорошее, но цена?..

На сегодняшний день бетон является наиболее пригодным материалом для массового строительства: технологичный, недорогой, повсеместно доступный. Специалисты понимают и чувствуют его слабости и стараются сделать его более привлекательным не только с технической, но и с эстетической точки зрения. Проводятся конкурсы с привлечением ведущих архитекторов, в специализированных журналах регулярно публикуются фотографии лучших зданий и сооружений из бетона. Для повышения качества и



Графическая оценка поверхности бетонных сооружений

выразительности бетонных поверхностей разрабатываются новые пластиковые вкладыши и смазки для форм, новые химические добавки для повышения плотности и долговечности материала, новые пигменты, красители и наполнители с более широкой цветовой гаммой, новые эффективные вяжущие, например, ВНВ и т.д.

В Западной Европе появились даже предложения по включению в нормы проектирования наряду с предельными состояниями первой группы (прочность и устойчивость) и второй группы (деформации и трещиностойкость) нового предельного состояния — по внешнему виду конструкции*.

Исходя из положения о том, что впечатление о здании или сооружении на сознательном или подсознательном уровне у людей складывается в зависимости от состояния его поверхностей и расстояния до этих поверхнос-

тей, предложена следующая графическая зависимость (см. рисунок). Она связывает шкалу видимости, или расстояния до поверхности, со шкалой ее значимости, или статусом этой поверхности.

Шкала значимости включает в себя 5 уровней, начиная от уровня А — самой важной по функциональному назначению поверхности здания и поэтому требующей самого высокого качества отделки с учетом степени важности самого здания, и до уровня Д — не имеющей никакой важности поверхности, отделка которой никакой роли, с визуальной точки зрения, не играет. Уровни В, В и Г имеют промежуточное значение.

Шкала видимости также разделена на 5 уровней:

1 — прилегающая поверхность, к которой можно прикоснуться или хорошо рассмотреть (стены, лестничные марши, колонны, пешеходные дорожки);

2 — близкая поверхность, но до которой нельзя дотронуться (потолки, высокие стены, парапеты мостов);

3 — видимая на близком расстоянии (промышленные и некоторые крупные здания, невысокие трубы, мостовые конструкции);

4 — видимая на значительном расстоянии (высокие трубы, здания ТЭЦ, цементные заводы, мосты).

5 — удаленная, или невидимая для проходящих людей поверхность (плодины, морские сооружения, фундаменты, невидимые стены).

Качество отделки поверхности также делится на 5 уровней, каждый из которых имеет свои количественные и качественные характеристики. Уровень I — наилучшее качество; уровень V — самое низкое качество; II, III, IV — промежуточные уровни качества.

По мере накопления экспериментальных данных представленная зависимость может быть введена в нормы проектирования, и ее внедрение в практику, возможно, послужит делу улучшения имиджа бетона.

В.П.Трамбовецкий,
канд.техн. наук

* Mak Graith S. Who likes concrete?. Appropriate Concrete Technology. Conference Proceedings, Dundee, Scotland, 24–26 June 1996, pp 13–22.

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

Оригинал-макет изготовлен в редакции журнала

Технический редактор Н.Е.ЦВЕТКОВА

Подписано в печать 20.07.98. Формат 60x88^{1/8}. Печать офсетная. Бумага книжно-журнальная.
Усл.печ.л. 4,0. Уч.-изд.л. 5,2. Заказ № 720

Адрес редакции:

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

Почтовый адрес редакции (экспедиция): 101442, Москва, Долгоруковская ул., 23а

Тел. 292-6205

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



**пром
ресурс
комплект**

**Предлагает со складов
в Москве, Ст.Петербурге
и под заказ**

А

Металлопрокат:

- Арматура
- Балка
- Круг
- Лист
- Профнастил
- Уголок
- Швеллер
- Труба

Б

Нефтепродукты:

- Бензин
- Гудрон
- Мазут
- Дизельное топливо
- Моторные масла
- Нефтебитум

**Москва
(095) 918-0400
918-1979**

**С-т.Петербург
(812) 275-3798
277-0328**



STOP!

Если Вы производите
потребляете или
продаете металл,
стойматериалы, ЖБИ -

**обратите особое
внимание!**

- Бесспорный лидер на информационно-маркетинговом рынке в сфере торговли черным металлопрокатом, кабелем, проводом, пиломатериалами, бетоном, раствором, цементом, кирпичом и транспортными услугами.
- Уникальная, лаконично поданная, детализированная информация об интересующем вас товаре, его количестве, местонахождении, цене.
- Ежедневно более 25 тысяч предложений от более 300 производителей и продавцов названной продукции.
- Распространение во всех без исключения регионах России и странах СНГ.

КОНЬЮНКТУРА РЫНКОВ

Еженедельный Информационный Бюллетень
Тел.: (095) 362-7857, 362-7345

Челябинский проектно-конструкторско-технологический институт и СКБ "Стройприбор"

**для строительных организаций и предприятий
стройиндустрии**

- ❖ Выполняем проектирование объектов соцкультбыта, жилищного, промышленного и сельскохозяйственного назначения, ППР
- ❖ Разрабатываем нестандартизированное оборудование, оснастку и металлоформы
- ❖ Разрабатываем технические условия на строительные материалы и изделия, технологические карты на изготовление строительных материалов, изделий и конструкций
- ❖ Осуществляем экспертизу, технический надзор и контроль качества строительно-монтажных, ремонтно-строительных работ и производства строительных материалов, изделий и конструкций
- ❖ Испытываем строительные материалы и изделия
- ❖ Разрабатываем и изготавливаем приборы неразрушающего контроля качества
- ❖ Предлагаем автономные, малогабаритные микропроцессорные приборы с цифровой индикацией, отличающиеся высокой точностью и производительностью контроля, возможностью хранения результатов измерений в памяти

ЗИН-МГ4 — измеритель напряжений в арматуре железобетонных конструкций частотным методом по ГОСТ 22362. Обеспечивается автоматический расчет значений корректировки расстояния между временными анкерами и заданного удлинения арматуры. Диапазон измеряемых напряжений 150...1500 МПа в стержневой, проволочной и канатной арматуре диаметром 3...32 мм длиной 3...18 м. Индикация цифровая в МПа. Габариты 175x90x30 мм. Масса 0,6 кг. Сертификат Росстандарта № 0000195.

ИПС-МГ4 — измеритель прочности бетона, раствора, кирпича методом ударного импульса по ГОСТ 22690. Обеспечивается автоматическая обработка измерений, хранение результатов измерений в памяти. Диапазон измерения 5...50 МПа. Индикация цифровая в МПа. Габариты 175x90x30 мм. Масса 1,1 кг. Сертификат Росстандарта № 0000197.

ИПА-МГ4 — измеритель защитного слоя бетона, расположения и диаметра арматуры в железобетонных конструкциях магнитным методом по ГОСТ 22904. Обеспечивается хранение результатов измерений в памяти. Диапазон измерения защитного слоя 3...70 мм при диаметре стержней 3...40 мм. Индикация цифровая в мм. Габариты 175x90x30 мм. Масса 0,9 кг. Сертификат Росстандарта № 0000025.

ИТП-МГ4 — измеритель теплопроводности строительных материалов в образцах и изделиях методами стационарного теплового потока по ГОСТ 7076 и теплового зонда. Обеспечивается хранение результатов измерений в памяти. Диапазон измерения коэффициента теплопроводности 0,04...0,08 Вт/(м °С). Индикация цифровая в Вт/(м °С). Сертификат Росстандарта № 0000027.

Вибротест-МГ4 — измеритель амплитуды и частоты колебаний виброплощадок. Диапазон измерения амплитуды 0,1...2,5 мм, частоты 10...100 Гц. Индикация цифровая в мм и Гц. Габариты 195x90x60 мм. Масса 0,6 кг. Сертификат Росстандарта № 0000026.

ИПЦ-МГ4 — измеритель активности цемента. Обеспечивается хранение результатов измерений в памяти. Диапазон 10...60 МПа. Индикация цифровая в МПа. Габариты 175x90x60 мм. Масса 0,8 кг.

Приборы сертифицированы и зарегистрированы в Реестре Системы сертификации средств измерений РФ, имеют аккумуляторное питание, укомплектованы зарядным устройством. Гарантия 18 месяцев. Гарантируется сервисное обслуживание, ремонт и метрологическая аттестация приборов в течение всего срока эксплуатации.

Лицензии на все виды деятельности имеются.

**Адрес: 454092, г. Челябинск, ул. К. Либкнехта, 2.
Телефоны (351-2) 33-68-35; (тел/факс) 33-51-30, 33-93-32**